



Gonçalo Miguel Nunes de Freitas

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise de cenários acoplados de rotura barragem/fundação considerando o comportamento hidromecânico do maciço

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: João Rocha de Almeida, Professor Associado, Faculdade de
Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha,
Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Presidente: Professor Doutor Nuno M. C. Guerra

Arguente: Doutora Noemi Schclar Leitão

Vogal: Professor Doutor João C. G. R. Almeida



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio 2020

Gonçalo Miguel Nunes de Freitas

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Análise de cenários acoplados de
rotura barragem/fundação
considerando o comportamento
hidromecânico do maciço**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: João Rocha de Almeida, Professor Associado, Faculdade de
Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha,
Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Maio 2020

Análise de cenários acoplados de rotura barragem/fundação considerando o comportamento hidromecânico do maciço

“Copyright” Gonçalo Miguel Nunes de Freitas, da FCT/UNL e da UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Com a presente dissertação dou por concluída uma importante etapa da minha vida, e olhando para trás recorro todo o trabalho, esforço e resiliência necessários para aqui chegar. Gostaria de agradecer a todas as pessoas que de forma direta ou indireta contribuíram para o fim deste percurso.

Ao Professor Doutor João Rocha de Almeida, orientador da dissertação, pela sugestão do tema em parceria com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), uma experiência única que proporcionou um grande desenvolvimento profissional e pessoal. Pelos conhecimentos, apoio e conselhos prestados ao longo desta etapa e pelos quais ficarei eternamente grato.

À Doutora Maria Luísa Braga Farinha, co-orientadora no LNEC desta dissertação, por toda a simpatia e boa disposição demonstradas desde o primeiro contacto com o Departamento de Barragens de Betão (DBB) e durante a minha estadia no LNEC. Pelo fornecimento de material de estudo necessário a uma melhor compreensão do tema e dos problemas envolvidos. Pela sua enorme competência, disponibilidade e preocupação.

Ao Doutor Nuno Monteiro Azevedo, por toda a paciência e disponibilidade para esclarecer quaisquer dúvidas relativas ao programa de cálculo estrutural que ele próprio criou. Pela simpatia e conhecimentos transmitidos ao longo desta fase, e pelo seu acompanhamento que se revelou imprescindível para a realização desta dissertação.

Ao LNEC, por me ter proporcionado a oportunidade de desenvolver a dissertação no âmbito do projeto de investigação “DAMFA: Soluções de ponta para a avaliação sustentável de fundações de barragens de betão” que está a ser desenvolvido em parceria entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa.

Aos representantes das Energias de Portugal (EDP) e da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), que me permitiram acompanhar uma visita de inspeção à barragem estudada nesta dissertação, a barragem de Ribeiradio.

Aos alunos de doutoramento, bolseiros e investigadores do DBB, em especial ao André Alegre, Miguel Rodrigues e Renato Pereira, pelo companheirismo e boa disposição sempre presentes durante esta etapa.

Aos meus colegas e amigos de longa data que me acompanharam nesta fase, nos piores e melhores momentos, dentro e fora da faculdade. Pelas longas noites de estudo e trabalho em que a amizade, entajada e união nos fez prevalecer.

Por fim, agradeço à minha família, em especial aos pais e irmão pelo apoio e amor constante ao longo de toda a minha vida e por tudo fazerem para que nada me faltasse. São os meus pilares e tudo lhes devo. Ao meu primo e ex-aluno da FCT por me “dar na cabeça” quando eu me desleixava e por constantemente me motivar ao longo desta fase.

RESUMO

Neste trabalho, desenvolve-se um modelo descontínuo tridimensional de uma grande barragem arco-gravidade e da sua fundação, incluindo o comportamento hidromecânico da superfície de inserção. O modelo desenvolvido, após ser validado para situações de escoamento simples, é aplicado na análise de estabilidade para um cenário de rotura por deslizamento pela superfície de inserção.

Para melhor enquadramento do tema, apresentam-se de uma forma sucinta as principais características de barragens gravidade e descreve-se a visita à obra em análise (barragem de Ribeiradio) que foi efetuada durante o desenvolvimento dos trabalhos desta dissertação.

Para compatibilizar o modelo mecânico com o modelo hidráulico, avalia-se a possibilidade da adoção de elementos de interface triangulares na interação mecânica entre elementos sólidos hexaédricos de 8 ou 20 nós, usualmente adotados na discretização do corpo da barragem e da fundação.

Com base no modelo numérico da barragem de Ribeiradio avalia-se a influência do sistema de drenagem na distribuição de subpressões e realizam-se análises de estabilidade recorrendo aos métodos de redução das resistências e de amplificação da carga hidrostática.

Nas análises de estabilidade realizadas com recurso ao método da redução das resistências, observa-se que, caso se adote um modelo hidromecânico, os resultados são próximos dos obtidos admitindo a hipótese de subpressão constante. Nas análises por amplificação da parcela de carga hidrostática, observa-se que a majoração das subpressões durante o processo de análise de estabilidade conduz a fatores de segurança significativamente mais baixos. Verifica-se que um cenário de majoração da parcela hidrostática associado a uma subida da cota de água conduz a fatores de segurança inferiores aos obtidos com um cenário de amplificação direta da parcela de carga hidráulica, e mais próximos dos obtidos com a hipótese de redução de resistências.

Palavras-chave: modelo hidromecânico descontínuo, barragem gravidade, cenário de deslizamento, interface betão/fundação.

ABSTRACT

In this study, a discontinuum three-dimensional model of a large arch-gravity dam and its foundation is developed, taking into account the hydromechanical behaviour of the dam/foundation interface. The model developed, after being validated for simple seepage conditions, is used to analyse stability for the failure scenario of sliding along the dam/foundation interface.

For a better understanding of the research, the main characteristics of gravity dams are briefly presented along with a short description of a visit carried out to the dam considered as a case study (Ribeiradio dam).

In order to ensure perfect compatibility between both the mechanical model and the hydraulic model, the possibility of using triangular interface elements for the mechanical interaction between 8-node or 20-node solid hexahedral elements is assessed. These hexahedral elements are usually used in meshes of numerical models of both the dam body and its foundation.

The numerical model of the Ribeiradio dam is used to study the influence of the drainage system on the uplift pressures at the dam/foundation interface and to carry out stability analysis using both the method of strength reduction and the method of increasing the hydrostatic pressure.

Stability analyses carried out using the strength reduction method show that results obtained when the hydromechanical behaviour is taken into account analysis are close to those obtained assuming that the uplift pressure remains constant. When using the method of increasing the hydrostatic pressure, it is observed that the amplification of the uplift pressures during the process of increasing the hydrostatic pressure leads to significantly lower safety factors. When the increase of the hydrostatic pressure is obtained by assuming an increase in the reservoir level the safety factors obtained are lower than those obtained with a direct increase of the hydrostatic pressure and closer to those obtained using the strength reduction method.

Keywords: discontinuum hydromechanical model, gravity dam, sliding scenario, dam/foundation interface.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos e metodologia	3
1.3	Organização da dissertação	4
2	BARRAGENS GRAVIDADE.....	7
2.1	Considerações iniciais.....	7
2.2	Breve revisão histórica.....	8
2.3	Funcionamento estrutural.....	13
2.4	Principais problemas associados a barragens gravidade	15
2.5	Legislação e inspeção das obras	19
2.6	Visita à barragem de Ribeiradio	21
2.6.1	Principais características da obra	21
2.6.2	Inspeção visual de especialidade	24
3	COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS....	27
3.1	Maciços rochosos de fundação	27
3.2	Potencial hidráulico	31
3.3	Comportamento hidromecânico das descontinuidades do maciço	31
3.4	Modelos numéricos.....	35
3.4.1	Modelos contínuos e descontínuos	35
3.4.2	Modelo mecânico.....	36
3.4.2.1	Elemento de junta	38
3.4.3	Modelo hidráulico.....	42
3.4.4	Modelo hidromecânico.....	44
4	VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECÂNICO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW	47
4.1	Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal.....	47
4.1.1	Geometria, propriedades mecânicas e hidráulicas	47
4.1.2	Modelos numéricos.....	53
4.1.3	Análise de resultados	56
4.1.3.1	Influência do coeficiente de permeabilidade.....	56
4.1.3.2	Influência do aumento da carga vertical	58

4.1.3.3	Influência do coeficiente de permeabilidade quando se considera o peso dos blocos	63
5	MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DA FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM ARCO-GRAVIDADE.....	67
5.1	Modelo numérico	67
5.1.1	Modelo mecânico	67
5.1.2	Modelo hidráulico	69
5.2	Sequência das análises	72
5.2.1	Estado inicial de tensão do maciço de fundação	72
5.2.2	Consideração do peso próprio da barragem.....	72
5.2.3	Aplicação da pressão hidrostática no paramento de montante e de subpressão na base da barragem.....	72
5.2.4	Análise de estabilidade da superfície de fundação.....	72
5.3	Validação do modelo (análise elástica)	73
5.3.1	Tensões in situ (primeira fase).....	73
5.3.2	Tensões nos paramentos devido ao peso próprio da barragem (segunda fase).....	76
5.3.3	Pressões da água na base da barragem e tensões nos paramentos (terceira fase)	77
5.3.3.1	Pressão na base da barragem	77
5.3.3.2	Tensões nos paramentos	81
5.4	Análise de estabilidade da superfície de fundação.....	83
5.4.1	Método de redução das resistências	84
5.4.2	Método de amplificação da carga hidrostática.....	89
5.4.3	Método de aumento da cota de água (galgamento).....	92
6	CONCLUSÕES	97
6.1	Sumário e conclusões	97
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	98
7	REFERÊNCIAS	99
	ANEXO – VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW.....	103
A1.1	Viga bi-encastada	103
A1.2	Viga bi-encastada com elementos de interface.....	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fluxo de tensões nos perfis gravidade devido ao peso próprio e pressão hidrostática a montante	7
Figura 2.2 – Curvatura em planta de barragens gravidade (INAG, 2001).....	8
Figura 2.3 – Secção transversal do reservatório n.4 em Jawa (Schnitter, 1994).....	9
Figura 2.4 – Barragem Sadd-el-Kafara (Schnitter, 1994).....	9
Figura 2.5 – Secção transversal das primeiras barragens gravidade de secção transversal triangular (Schnitter, 1994)	10
Figura 2.6 – Paramento de jusante da barragem Gouffre d’Enfer (Barrage du Gouffre d’Enfer, 2020)	11
Figura 2.7 – Vista de jusante da barragem Boyds Corner (Boyds Corner Reservoir - DEP, 2020).....	12
Figura 2.8 – Vista lateral da barragem Vyrnwy (Vyrnwy Dam, 2020).....	12
Figura 2.9 – Forças a ter em conta no dimensionamento de uma barragem gravidade.....	13
Figura 2.10 – Mecanismos de rotura por deslizamento (adaptado de Robles e Peña, 2016)...	15
Figura 2.11 –Mecanismos de rotura por derrubamento (adaptado de Robles e Peña, 2016)...	15
Figura 2.12 – Barragem de Bouzey, França (La catastrophe de Bouzey, 2020).....	17
Figura 2.13 – Barragem de Austin, Pensilvânia (Austin Dam Memorial Association, 2020) .	18
Figura 2.14 – Barragem Upper Stillwater, Utah (Upper Stillwater Dam, 2020)	18
Figura 2.15 – Vista de jusante da barragem de Ribeiradio	21
Figura 2.16 – Perfil transversal da barragem de Ribeiradio (adaptado de Ribeiradio, 2020)..	22
Figura 2.17 – Planta e vista do paramento de jusante da barragem de Ribeiradio.....	23
Figura 2.18 – Exemplos de equipamentos de monitorização instalados na barragem de Ribeiradio.....	25
Figura 3.1 – Cortina de impermeabilização de uma barragem gravidade	29
Figura 3.2 – Pressão hidrostática nos paramentos da barragem e diagrama de subpressões numa obra sem cortina de drenagem.....	30

Figura 3.3 – Pressão hidrostática nos paramentos da barragem e diagrama de subpressões admitindo a existência de cortina de drenagem	30
Figura 3.4 – Abertura mecânica e abertura hidráulica de uma descontinuidade com rugosidade e de uma descontinuidade com paredes lisas (adaptado de Sausse e Genter, 2005)	33
Figura 3.5 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha, 2015)	34
Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico – algoritmo explícito	36
Figura 3.7 – Modelo de elementos hexaédricos de 20 nós com interfaces	37
Figura 3.8 – Elementos de junta de 4 nós e 8 nós, com nó escravo	38
Figura 3.9 – Elemento triangular correspondente a um elemento de junta de 8 nós	39
Figura 3.10 – Modelo de Mohr-Coulomb para elementos de junta.....	41
Figura 3.11 – Interface do modelo mecânico e dois modelos diferentes de simulação do escoamento nas interfaces do modelo hidráulico (adaptado de Farinha et al., 2018)	43
Figura 3.12 – Ciclo de cálculo do modelo hidráulico.....	43
Figura 3.13 – Ciclo de cálculo hidromecânico.....	45
Figura 4.1 – Modelo geométrico	49
Figura 4.2 – Sentido de escoamento e fatores de permeabilidade dos canais das interfaces ..	52
Figura 4.3 – Elementos hexaédricos.....	53
Figura 4.4 – Modelo numérico da malha 8Na.....	54
Figura 4.5 – Modelo numérico da malha 20Na.....	55
Figura 4.6 – Distribuição de pressões ao longo da descontinuidade horizontal, para $g=0$ m/s ² e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface central (Modelos 1, 2 e 3)	57
Figura 4.7 – Variação das aberturas hidráulicas ao longo da descontinuidade, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5}$ kPa ⁻¹ s ⁻¹ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4).....	59
Figura 4.8 – Deformada da malha 8Nb (ampliada 250 vezes)	60
Figura 4.9 – Deformada da malha 20Nb (ampliada 250 vezes)	61

Figura 4.10 – Variação das pressões ao longo da descontinuidade, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4)	62
Figura 4.11 – Variação das aberturas hidráulicas ao longo da descontinuidade, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5).....	64
Figura 4.12 – Variação das pressões ao longo da descontinuidade, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5).....	66
Figura 5.1 – Vista de montante do modelo numérico tridimensional da barragem de Ribeirão.....	67
Figura 5.2 – Discretização do modelo mecânico	68
Figura 5.3 – Interfaces hidráulicas e canais de escoamento na ligação barragem/fundação ...	70
Figura 5.4 – Divisão da barragem pela espessura na superfície de inserção	71
Figura 5.5 – Posicionamento da cortina de drenagem.....	71
Figura 5.6 – Corte da zona de implantação da barragem e respectivas tensões in-situ.....	73
Figura 5.7 – Tensões verticais (σ_y) in-situ não considerando o peso próprio da barragem	75
Figura 5.8 – Tensões verticais nos paramentos da barragem para a ação do peso próprio.....	76
Figura 5.9 – Tensões horizontais nos paramentos da barragem para a ação do peso próprio..	77
Figura 5.10 – Distribuição de subpressões na base da barragem para a análise hidráulica e hidromecânica	79
Figura 5.11 – Localização de diferentes secções transversais na base da barragem	79
Figura 5.12 – Distribuição de subpressões ao longo da base da barragem.....	80
Figura 5.13 – Tensões verticais nos paramentos da barragem para a ação simultânea do peso próprio, da pressão hidrostática e das subpressões	82
Figura 5.14 – Tensões horizontais nos paramentos da barragem para a ação simultânea do peso próprio, da pressão hidrostática e das subpressões	82
Figura 5.15 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito – Modelo A.....	85

Figura 5.16 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito – Modelo B	85
Figura 5.17 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os Modelos A e B durante o processo de redução do ângulo de atrito	86
Figura 5.18 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito inicial	87
Figura 5.19 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito de equilíbrio	88
Figura 5.20 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito de rotura.....	88
Figura 5.21 – Deslizamento na direção montante/jusante do Modelo A SD para o ângulo de atrito residual de 5,19°	88
Figura 5.22 – Esquema de amplificação da carga hidrostática através do coeficiente de amplificação	89
Figura 5.23 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo A	90
Figura 5.24 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo B	90
Figura 5.25 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo C	91
Figura 5.26 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os Modelos B e C durante o processo de amplificação das cargas.....	91
Figura 5.27 – Esquema da amplificação da carga hidrostática através do aumento da cota de água	93
Figura 5.28 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água – Modelo A.....	93
Figura 5.29 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água - Modelo B.....	94
Figura 5.30 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água - Modelo C.....	94

Figura 5.31 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os	
Modelos B e C durante o processo de aumento da cota de água	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Problemas típicos, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança de barragens gravidade (adaptado de Hoek, 2007).....	16
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas dos materiais	48
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas dos elementos de interface	50
Tabela 4.3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento	51
Tabela 4.4 – Coeficiente de permeabilidade dos canais de escoamento da interface central ..	51
Tabela 4.5 – Acelerações gravíticas dos modelos.....	51
Tabela 4.6 – Dimensão dos elementos hexaédricos	53
Tabela 4.7 – Características das malhas do modelo mecânico e do modelo hidráulico	53
Tabela 4.8 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $g=0 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface central (Modelos 1, 2 e 3).....	58
Tabela 4.9 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4)	63
Tabela 4.10 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5).....	65
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas dos materiais	69
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas dos elementos de junta.....	69
Tabela 5.3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento	70
Tabela 5.4 – Pressão da água no pé de montante e na cortina de drenagem em zonas características da obra (margem esquerda, duas zonas do fundo do vale e margem direita).....	81
Tabela 5.5 – Fatores de segurança	87
Tabela 5.6 – Fatores de segurança obtidos quando se considera o aumento de carga hidrostática através do coeficiente de amplificação.....	92

Tabela 5.7 – Fatores de segurança obtidos quando se considera o aumento de carga	
hidrostática através do aumento da cota de água	96

LISTA DE SÍMBOLOS

a	abertura da descontinuidade [L]
A	área do elemento plano de interface triangular [L ²]
a_h	abertura hidráulica [L]
$a_{h,CE}$	abertura média do canal de escoamento [L]
a_{max}	abertura hidráulica máxima [L]
a_{min}	abertura hidráulica mínima [L]
a_o	abertura da descontinuidade com tensão normal nula [L]
c	constante de amortecimento [-]
c	coesão [L ⁻¹ MT ⁻²]
E	módulo de elasticidade; módulo de Young [L ⁻¹ MT ⁻²]
E_t	energia total [L]
f_c	resistência à compressão [L ⁻¹ MT ⁻²]
f_{ct}	resistência à tração [L ⁻¹ MT ⁻²]
$F_i(t)$	forças nodais atuantes num dado instante [LMT ⁻²]
$F_i^c(t)$	forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos [LMT ⁻²]
$F_i^e(t)$	forças externas aplicadas no ponto nodal [LMT ⁻²]
$F_i^1(t)$	forças internas devidas à deformação dos elementos finitos planos associados [LMT ⁻²]
g	aceleração gravítica [LT ⁻²]
G	módulo de distorção [L ⁻¹ MT ⁻²]
H	altura da barragem [L]
H	potencial hidráulico [L]
H_j	altura de água junto ao paramento de jusante da barragem [L]
H_m	altura de água junto ao paramento de montante da barragem [L]

i	gradiente hidráulico bidimensional [LL^{-1}]
I_y	momento de inércia em torno de y [L^4]
k	termo independente [-]
k_{ce}	fator de permeabilidade do canal de escoamento [$LM^{-1}T$]
k_f	condutividade hidráulica [LT^{-1}]
k_n	rigidez normal associada ao elemento de interface [$L^{-2}MT^{-2}$]
k_s	rigidez tangencial associada ao elemento de interface [$L^{-2}MT^{-2}$]
k_w	módulo de deformabilidade volumétrica do fluido [$L^{-1}MT^{-2}$]
L	comprimento de aresta da interface triangular [L]
L	espessura do elemento de interface [L]
m	massa nodal [M]
M_y	componente do momento interno resultante segundo o eixo y [L^2MT^{-2}]
p	pressão do fluido [$L^{-1}MT^{-2}$]
q	caudal por unidade de largura [L^2T^{-1}]
Q	caudal [$L^3 T^{-1}$]
s	segundos [T]
t	tempo [T]
t_h	espessura do elemento de interface [L]
$\dot{u}_i(t)$	velocidade do ponto nodal [LT^{-1}]
$\ddot{u}_i(t)$	aceleração do ponto nodal [LT^{-2}]
u_n	deslocamento normal da descontinuidade (abertura e fecho) [L]
v	velocidade de escoamento [LT^{-1}]
ν_k	viscosidade cinemática do fluido [L^2T^{-1}]
w	pseudo largura [L]
y	cota; profundidade [L]
z	distância a um plano horizontal arbitrário; cota [L]

γ	peso específico [$L^{-2}MT^{-2}$]
γ_r	peso específico do maciço rochoso [$L^{-2}MT^{-2}$]
γ_w	peso específico da água [$L^{-2}MT^{-2}$]
δ	deslocamento [L]
ΔH	diferença de potencial [L]
$\Delta P_{NH}(t)$	variação de pressão no nó hidráulico [$L^{-1}MT^{-2}$]
Δs	comprimento percorrido [L]
Δt	passo de cálculo [T]
Δu_n	incremento de deslocamento na direção normal da interface [L]
Δu_s	incremento de deslocamento na direção tangencial da interface [L]
$\Delta Q_{NH}(t)$	soma dos caudais que percorrem os canais de escoamento confluentes nesse nó hidráulico [L^3T^{-1}]
λ	coeficiente de amplificação [-]
λ	fator multiplicativo [-]
μ	coeficiente de atrito [-]
ν_k	viscosidade cinemática do fluido [L^2T^{-1}]
ρ	massa volúmica [$L^{-3}M$]
$\rho_{\text{água}}$	massa volúmica da água [$L^{-3}M$]
σ	tensão [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_n	tensão normal [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_t	tensão de tração [$L^{-1}MT^{-2}$]
τ_s	tensão de corte [$L^{-1}MT^{-2}$]
ν	coeficiente de Poisson [-]
φ	ângulo de atrito [-]

LISTA DE SIGLAS

ANPC	Autoridade Nacional de Proteção Civil
APA	Agência Portuguesa do Ambiente
CSB	Comissão de Segurança de Barragens
EDP	Energias de Portugal
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
ICOLD	International Commission on Large Dams
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NOVA.ID.FCT	Associação para a Inovação e Desenvolvimento da FCT
RPB	Regulamento de Pequenas Barragens
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens

LISTA DE ABREVIATURAS

1D	1 dimensão
2D	2 dimensões
3D	3 dimensões
a.C	antes de Cristo
BCC	betão compactado com cilindro
EJ	elementos de junta
FH	força horizontal
FV	força vertical
GGD	galeria geral de drenagem
GV	galeria de visita
MEF	método dos elementos finitos
NH	nó hidráulico

NMC	nível máximo de cheia
NPA	nível de pleno armazenamento

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

A água é um recurso natural indispensável à vida. Por este ser um recurso único, não podemos prescindir dos bens e serviços que o mesmo fornece aos ecossistemas e não podemos replicá-lo.

As barragens são estruturas de grande imponência e envergadura construídas pelo Homem em cursos de água com o objetivo de reter grandes quantidades de água. Desde cedo, as barragens foram um elemento indispensável para a adaptação da civilização humana ao ambiente natural e para a melhoria da qualidade de vida das populações (INAG, 2001).

Nos primórdios da sua existência, as barragens tinham como objetivo a irrigação ou o abastecimento de água para as populações. No entanto, devido ao crescimento dos grandes centros populacionais, as barragens passaram a ser encaradas como empreendimentos de fins múltiplos, surgindo assim novas finalidades como o abastecimento de água para o meio industrial, a navegação, o controlo de cheias, a produção de energia hidroelétrica, entre outras.

Os períodos de seca mais prolongados ou contrariamente, os períodos de cheia de grande intensidade, levam a várias irregularidades no fluxo dos rios. Estas flutuações devem-se em grande parte às variações sazonais e irregularidades climáticas que se têm vindo a sentir. As barragens permitem uma regularização do caudal, pois, em muitos casos, garantem um armazenamento de água nas albufeiras, minimizando as secas e as inundações.

As barragens podem ser classificadas de acordo com as suas dimensões (pequenas barragens ou grandes barragens), material de que são construídas (aterro, betão ou alvenaria), forma estrutural (as principais formas estruturais são: arco, gravidade ou contrafortes), finalidade, capacidade de armazenamento e danos potenciais que a sua rotura possa provocar. Em Portugal, de acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), as barragens podem ser de Classe I, Classe II ou Classe III. Esta classificação é feita em função da sua perigosidade e dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário de acidente mais desfavorável, sendo as barragens de Classe I as que podem provocar maiores danos e portanto as mais gravosas, e as de Classe III as menos gravosas. Os danos potenciais devem ser avaliados a jusante da barragem, onde a onda de inundação pode afetar a população, bens e ambiente (RSB, 2018).

De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD), organização internacional não governamental fundada em 1928, existem cerca de 57985 grandes barragens (dados de setembro 2019), sendo a China o país com o maior número (40,5%), contabilizando 23481 barragens (ICOLD, 2020). Portugal é um dos países da União Europeia com maior potencial hídrico por explorar e com maior dependência energética do exterior, contabilizando cerca de 250 grandes barragens (APA, 2020).

Em Portugal, entende-se como grande barragem qualquer barragem de altura igual ou superior a 15 m ou com albufeiras superiores a 1 hm³ e de altura igual ou superior a 10 m (RSB, 2018). Segundo a ICOLD, uma grande barragem pode ter altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da fundação até à cota do coroamento, ou altura compreendida entre os 5 e os 15 m, desde que a sua albufeira permita armazenar um volume de água superior a 3 milhões de metros cúbicos (3 hm³) (ICOLD, 2020).

Apesar de nas barragens de betão predominarem anomalias suscetíveis apenas de afetar a sua funcionalidade (incidentes relativamente secundários), estas também podem sofrer acidentes suscetíveis de conduzir à rotura. As principais causas de rotura em barragens de betão devem-se a problemas no maciço rochoso de fundação, nomeadamente a falta de resistência ao corte na superfície de contacto barragem/fundação, em particular nas descontinuidades do maciço rochoso de orientação desfavorável e nas camadas do maciço rochoso de menor resistência (Farinha, 2010). Consequentemente, os maciços de fundação são normalmente submetidos a trabalhos de melhoria das suas características mecânicas e hidráulicas e a rigoroso controlo e observação do escoamento.

Uma fundação rochosa resistente e de baixa permeabilidade é adequada para qualquer tipo de barragem, podendo favorecer, por razões económicas, a construção de barragens de betão de gravidade ou abóbada (INAG, 2001).

As barragens apresentam elevado potencial efeito destruidor, em particular as de maior dimensão e capacidade de armazenamento. Neste sentido, são obras onde as preocupações relativas à segurança assumem particular importância, pelo que todas as entidades envolvidas devem garantir nas diferentes fases de vida da obra (projeto, construção, primeiro enchimento, exploração e demolição) a segurança e eficiência sem causar efeitos prejudiciais ao meio ambiente. Na avaliação dos prejuízos têm-se considerado, essencialmente, os relativos à perda de vidas humanas e perdas económicas, embora as consequências ambientais tenham vindo a ser progressivamente objeto de consideração.

A partir de finais do século passado, o Método dos Elementos Finitos (MEF) passou a ser usado no cálculo das barragens, inicialmente apenas para forças estáticas, depois também para ações dinâmicas (INAG, 2001). Trata-se de um método que revolucionou a análise estrutural, ao permitir o estudo de todo o tipo de estruturas sem limitações de formas, condições de fronteira, ações e características dos materiais. Este método foi desenvolvido para modelos contínuos, mas permite representar as descontinuidades de uma barragem, nomeadamente, as juntas de contração, o contacto entre a barragem e a fundação e as descontinuidades do maciço rochoso, através de elementos finitos de junta (EJ).

1.2 Objetivos e metodologia

A presente dissertação enquadra-se no Projeto de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) “Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão”, que está a ser desenvolvido em parceria com a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT/UNL) da Universidade Nova de Lisboa.

O principal objetivo deste trabalho é verificar a viabilidade da utilização de um modelo descontínuo tridimensional para simular a interação hidromecânica da fundação de barragens de betão. O modelo hidromecânico descontínuo adotado, proposto por Azevedo e Farinha (2015), admite que o escoamento se dá através de canais localizados nas arestas dos elementos de interface triangulares que simulam as diferentes descontinuidades.

Quando comparado com uma formulação em que o escoamento ao longo das descontinuidades do maciço é simulado através de elementos de interface triangulares (Yan e Zheng, 2017), a discretização das superfícies descontínuas por canais de escoamento é um tipo de solução robusta, com menores dificuldades de convergência e maior facilidade na transição de escoamento confinado para um escoamento em superfície livre em que há que garantir que não se verificam no modelo pressões negativas. Nos exemplos estudados, adotou-se um fator multiplicativo da ordem 2 na definição das aberturas dos canais unidimensionais, de modo a simular adequadamente o escoamento (Sá, 2019).

Para atingir os objetivos deste estudo foi necessário:

- i) avaliar se a discretização da interface entre elementos sólidos do tipo hexaédrico de 8 ou 20 nós, usualmente adotada na discretização do corpo da barragem e da fundação através de 4 ou 8 elementos triangulares, apresenta um comportamento próximo do elemento de interface de 4 ou 8 nós;
- ii) validar o modelo hidromecânico descontínuo com elementos do tipo hexaédrico de 8 e 20 nós em exemplos de escoamento ao longo de uma descontinuidade;
- iii) avaliar a robustez do modelo hidromecânico na análise do escoamento através da interface barragem/fundação com geometria tridimensional, tendo como referência a geometria da barragem de Ribeirão. No modelo da barragem e sua fundação foram consideradas as superfícies de descontinuidade representativas da superfície de fundação e das juntas de contração da barragem;
- iv) avaliar a influência do sistema de drenagem na distribuição das pressões e nos caudais que atravessam o interface barragem/fundação;
- v) realizar análises de estabilidade da barragem com recurso ao método de redução das resistências, usualmente adotado em projeto;
- vi) determinar fatores de segurança ao deslizamento através do método de majoração da parcela hidrostática, adotando um modelo de contacto do tipo coesivo frágil na interface barragem/fundação;
- vii) por fim, avaliar o efeito da consideração da amplificação da parcela de subpressão em conjunto com a majoração da parcela hidrostática na determinação de fatores de segurança ao deslizamento.

1.3 Organização da dissertação

Este trabalho está organizado em seis capítulos, os quais se descrevem resumidamente de seguida:

- 1) no primeiro e presente capítulo, apresenta-se o tema da dissertação e os objetivos do trabalho;
- 2) no segundo capítulo referem-se os aspetos mais relevantes relativos a barragens gravidade;

- 3) no terceiro capítulo apresentam-se os principais fundamentos teóricos e práticos em que se baseia o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade, necessários para a compreensão do trabalho, e apresentam-se os modelos numéricos de cálculo utilizados;
- 4) no quarto capítulo apresentam-se os estudos de verificação e validação do modelo hidromecânico incluído no módulo computacional usado neste trabalho, Parmac3D-Fflow, com especial foco na validação do modelo de interface triangular na interação entre elementos hexaédricos de 8 e 20 nós;
- 5) no quinto capítulo apresentam-se e validam-se os modelos hidromecânicos da barragem de Ribeirão desenvolvidos para análise do escoamento através da interface barragem/fundação e realizam-se análises de estabilidade da barragem de Ribeirão para o cenário de deslizamento pela interface betão/fundação. Faz-se ainda uma avaliação crítica dos resultados numéricos obtidos;
- 6) no sexto e último capítulo, apresentam-se as principais conclusões do trabalho e as perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2 BARRAGENS GRAVIDADE

2.1 Considerações iniciais

Os estudos desenvolvidos nesta dissertação, como já referido, baseiam-se na geometria de uma barragem gravidade de betão, pelo que neste capítulo são abordados os principais aspetos relativos a este tipo de obra.

Ao longo da história, todos os materiais empregues na construção foram usados sob duas formas: ou diretamente com diferentes formas de compactação ou aglutinados por um ligante. As barragens gravidade são um dos principais tipos de barragens na qual a coesão entre “partículas” é conseguida à custa de um ligante hidráulico. As barragens gravidade podem ser de betão ou de alvenaria, sendo as de alvenaria constituídas por pedra aparelhada nos paramentos e a granel no interior.

O tipo de barragem e a sua escolha depende de condicionantes de natureza física, entre as quais a morfologia do vale, a geologia/geotecnia, a hidrogeologia, a hidrologia, as condições climáticas e a sismicidade do local de implantação.

As barragens de betão são estruturas de grande volume, associadas a alguma simplicidade de projeto e de construção, recorrendo a definições geométricas que permitem tirar proveito da resistência à compressão do betão e minimizar as tensões de tração. As barragens gravidade têm um funcionamento estrutural resultante da transmissão à fundação das forças devidas ao peso próprio e às pressões hidrostáticas sobre o paramento de montante (Figura 2.1).

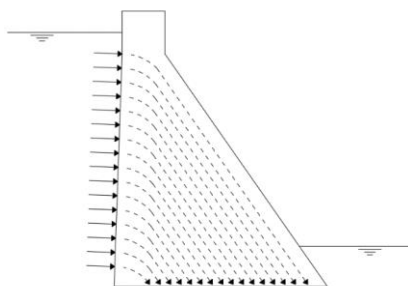


Figura 2.1 - Fluxo de tensões nos perfis gravidade devido ao peso próprio e pressão hidrostática a montante

As barragens gravidade podem apresentar uma ligeira curvatura em planta (Figura 2.2), com o centro de curvatura localizado a jusante, tirando desta forma partido da resistência à compressão do material. As barragens com planta reta são as mais comuns, sendo as mais adequadas para vales largos, visto que os vencem com o menor desenvolvimento possível. As barragens com curvatura em planta são geralmente adequadas para vales mais estreitos.

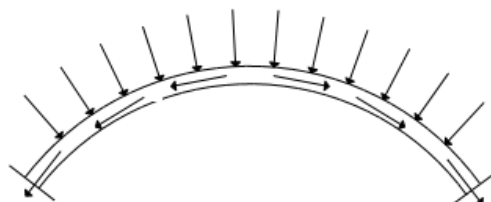


Figura 2.2 – Curvatura em planta de barragens gravidade (INAG, 2001)

2.2 Breve revisão histórica

Cerca de 85% de todas as barragens foram construídas depois de 1950 (desde essa data a população mundial mais que duplicou), mas as raízes da engenharia de barragens remontam aos primórdios das primeiras civilizações. As antigas barragens, apesar das suas variadas origens e características estruturais, apresentavam um aspeto em comum, resistir à pressão da água através do peso do material usado, pelo que, de acordo com a classificação moderna, eram todas barragens gravidade.

Os antigos construtores de barragens possuíam conhecimentos rudimentares de hidrologia e mecânica dos materiais, o que resultava num uso indiscriminado de solo e enrocamento, conduzindo a secções transversais excessivamente grandes. Esta falta de conhecimento e experiência fazia com que os seus métodos de projeto e construção fossem em regra muito empíricos, pelo que ocorriam roturas frequentes (INAG, 2001).

Os primeiros projetos de barragens datam de há mais de 6000 anos na Pérsia, atual Irão. A barragem mais antiga que se tem registo foi construída há mais de 5000 anos, localizada a cerca de 100 km a Nordeste da capital da Jordânia, com o objetivo de abastecer a cidade de Jawa. Esta barragem, com 4 a 5 m de altura e 80 m de comprimento, possuía uma estrutura interna bastante complexa (Figura 2.3), composta por um núcleo de terra com 2 m de espessura, envolvido por duas paredes

de alvenaria e com um aterro a jusante para garantir a estabilidade. A barragem entrou em colapso pouco tempo após a sua origem, vítima do seu sucesso, já que muitas pessoas se estabeleceram na cidade sobrecarregando os sistemas de abastecimento de água (Schnitter, 1994).

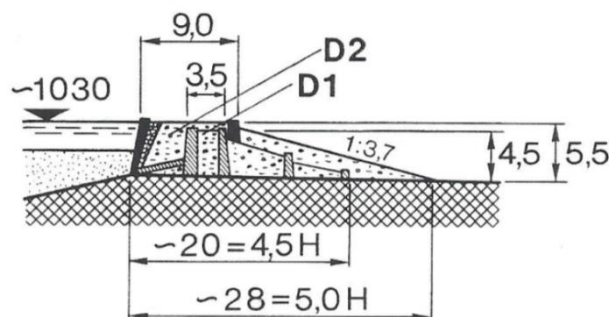
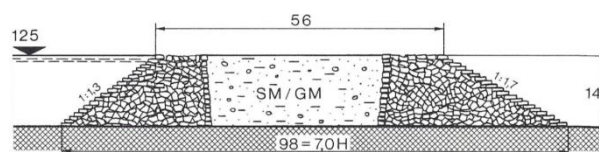


Figura 2.3 – Secção transversal do reservatório n.4 em Jawa (Schnitter, 1994)

A primeira grande barragem conhecida é a barragem Sadd-el-Kafara (Figura 2.4), construída pelos egípcios a sul do Cairo por volta de 2600 a.C. A sua tipologia era semelhante a uma barragem em terra e possuía 14 m de altura e 113 m de comprimento (Jackson, 1997). Esta barragem, composta por um núcleo de areia siltosa e cascalho siltoso e coberta por calcário, tinha capacidade para meio milhão de m^3 de água e tinha como principal objetivo o controlo de inundações. O colapso desta barragem durante a sua construção deve ter tido consequências tão graves que os engenheiros egípcios se abstiveram de construir outras barragens durante oito séculos.



a) Paramento de montante

b) Secção transversal

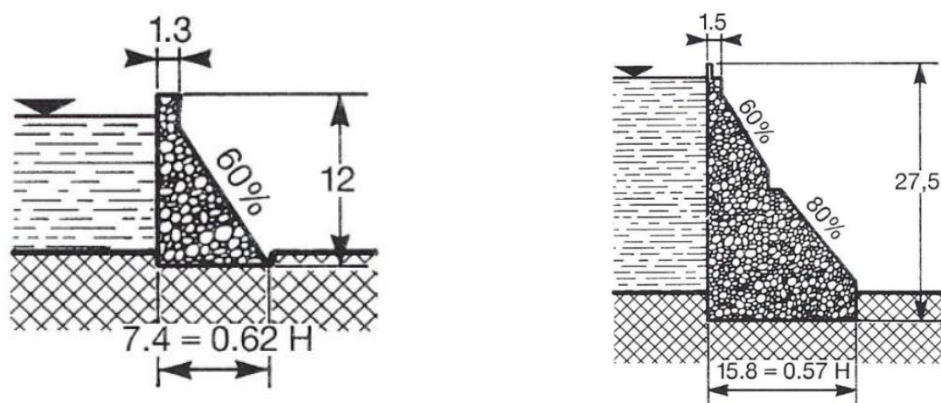
Figura 2.4 – Barragem Sadd-el-Kafara (Schnitter, 1994)

Posteriormente, a civilização romana foi aquela que mais desenvolveu a construção deste tipo de obras. Em princípio, as barragens romanas eram constituídas por paredes simples de largura constante fundadas em rochas, apresentando raramente uma pequena inclinação em um ou em ambos os paramentos.

Mas foi apenas no século XIX, após a ocorrência de alguns incidentes, que surgiram as primeiras tentativas de teorização do projeto de barragens, merecendo especial referência os estudos de Augustin Sazilly (1812-1852), James Francis (1815-1892), Émile Delocre (1828-1908), William Rankine (1820-1872) e Maurice Lévy (1838-1910), que muito influenciaram a construção de barragens.

Em 1850, Sazilly demonstrou numa palestra que o perfil mais vantajoso para uma barragem gravidade seria uma secção triangular com a face vertical para montante. Propôs ainda em 1853 que a tensão de compressão máxima fosse, tanto quanto possível, constante em toda a altura da barragem, devendo esta ser dimensionada de maneira a evitar a rotura por excesso de compressão e deslizamento (Sazilly, 1853).

As duas primeiras barragens gravidade de secção transversal triangular foram a barragem de San Antonio e a barragem de Ñadó (Figura 2.5), construídas no México. Infelizmente não se conhece quem foi o engenheiro destas barragens, sabendo-se apenas que foi adotado um perfil triangular quase um século antes de ser desenvolvido por Sazilly (Schnitter, 1994).

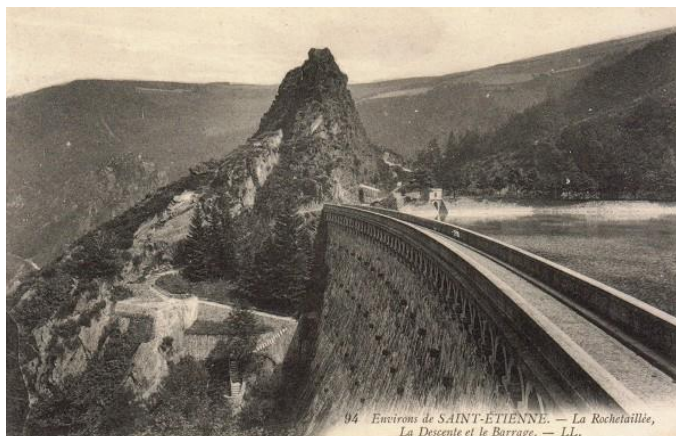


a) Barragem de San Antonio

b) Barragem de Ñadó

Figura 2.5 – Secção transversal das primeiras barragens gravidade de secção transversal triangular (Schnitter, 1994)

Em 1858, Émile Delocre sob orientação de Auguste Graeff, colocou em prática as descobertas de Sazilly. Localizada junto à vila de Rochetaillée, próxima de Saint Étienne, em França, a barragem Gouffre d'Enfer, construída com o objetivo de reter enchentes, baseou-se no “perfil prático” de Sazilly, adotando um perfil poligonal (Figura 2.6). Além disso, foi durante 10 anos a maior barragem do mundo e tinha uma ligeira curvatura em planta, uma disposição que, por recomendação de Delocre, foi adotada posteriormente em muitas barragens de gravidade mais modernas.



**Figura 2.6 – Paramento de jusante da barragem Gouffre d'Enfer
(Barrage du Gouffre d'Enfer, 2020)**

Em 1872, Rankine introduziu um novo princípio em relação ao limite de tensão vertical nos casos extremos de carga, aconselhando a escolha de maciços rochosos de boa qualidade e pouco alterados e defendendo que as barragens deviam ser construídas por forma a não terem tensões de tração, prevenindo automaticamente o cenário de derrubamento (Bretas, 2012).

Ainda nesse ano (1872) foi concluída a barragem gravidade de Boyds Corner (Figura 2.7), na cidade de Kent, Estados Unidos da América. Esta foi a primeira barragem de betão, à base de cimento Portland, construída desde os romanos. Esta barragem possui 24 m de altura e 204 m de comprimento.

Em 1888, Francis estudou os efeitos produzidos pela impulsão da água nas fundações das barragens. Assumiu que uma das forças, a subpressão, resultava da presença de água nas discontinuidades do maciço rochoso e afetava 100% da base da estrutura, afirmação que só se tornou totalmente aceite

cerca de meio século depois. Propôs ainda a utilização de drenos na fundação, perto do paramento de montante, para eliminar essas pressões de elevação (Andrade, 1988).

A primeira barragem onde se executaram drenos foi a barragem Vyrnwy (Figura 2.8), localizada no condado de Powys, País de Gales. Esta barragem gravidade, projetada pelos engenheiros Deacon e Hawksley, foi construída em 1882, seis anos antes de Francis publicar a sua obra, apresenta uma altura de 44 m e um comprimento de 357 m, servindo de exemplo para as barragens construídas daí em diante.

Em 1895, Lévy preconizou que, para a albufeira cheia, a tensão de compressão do material em cada ponto do paramento de montante deve ser superior ou igual à pressão da água nesse ponto (Lévy, 1895).



Figura 2.7 – Vista de jusante da barragem Boyds Corner (Boyds Corner Reservoir - DEP, 2020)



Figura 2.8 – Vista lateral da barragem Vyrnwy (Vyrnwy Dam, 2020)

2.3 Funcionamento estrutural

Uma barragem gravidade é um tipo de barragem que consegue reter a água a montante através de atrito com a fundação causado pelo seu peso próprio. A sua secção transversal é aproximadamente triangular e a base mede cerca de 80% da altura.

De forma a garantir a estabilidade de barragens gravidade é preciso, no dimensionamento, ter em conta as principais forças atuantes (Figura 2.9), sendo a ação da água de principal importância e manifestando-se sob várias formas.

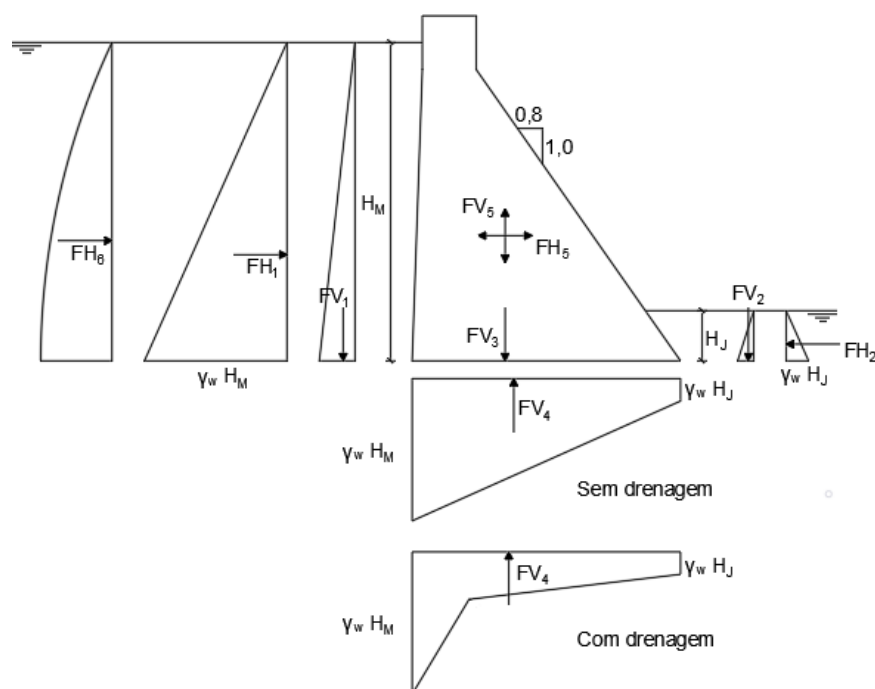


Figura 2.9 – Forças a ter em conta no dimensionamento de uma barragem gravidade

Essas forças podem ser agrupadas em ações estáticas e dinâmicas. As ações estáticas representadas na Figura 2.9 são a resultante do peso próprio (FV_3), a resultante das subpressões (FV_4), as resultantes das pressões hidrostáticas a montante (FH_1 , FV_1) e a jusante (FH_2 , FV_2). As ações dinâmicas são representadas pelas pressões hidrodinâmicas no paramento de montante (FH_6) e pelas forças de inércia no corpo da barragem (FH_5 , FV_5).

O peso próprio, como já referido, é a principal ação que garante a estabilidade de uma barragem gravidade, sendo a sua resultante o produto do volume pelo peso específico do betão utilizado. Esta ação deve ser considerada como uma carga permanente.

A subpressão tem um efeito relevante na estabilidade global da estrutura. Ela deve-se à percolação de água nas descontinuidades da fundação da barragem, funcionando como um impulso contrário à principal ação estabilizante, o peso próprio da barragem. Em projeto considera-se que o valor da subpressão junto ao pé dos paramentos de montante e de jusante é equivalente à pressão hidrostática nestas zonas.

A pressão hidrostática corresponde ao impulso provocado pela água nos paramentos de montante e de jusante da barragem. Ela aumenta de forma linear desde a superfície livre, onde o seu valor é nulo, até à base da albufeira ou do terreno a jusante da barragem, sendo nesse ponto igual ao produto da altura de água pelo peso específico da água. A sua resultante obtém-se através da área do diagrama de pressões.

As ações dinâmicas são provocadas por sismos, vibrações cujas características são função da intensidade da excitação, da distância ao epicentro, do tipo de terreno e da profundidade do foco. Os efeitos das ações dinâmicas nas barragens podem ser simulados através de duas forças estáticas de efeito equivalente, a pressão hidrodinâmica e a força de inércia. É importante garantir que as barragens se mantenham estruturalmente estáveis durante e após um sismo.

As ações térmicas não serão abordadas nesta tese, pois apesar de poderem originar deformações importantes durante a construção (processo de hidratação do cimento) e após o enchimento da albufeira, não são normalmente, condicionantes para a segurança global da estrutura.

No projeto de uma barragem, qualquer que seja o seu tipo, visam-se dois objetivos: resistir ao impulso da água e garantir a estanquidade. Há dois mecanismos distintos que podem conduzir ao colapso de uma barragem gravidade. O primeiro é o colapso por deslizamento (Figura 2.10), que ocorre quando as forças horizontais atuantes são superiores à força de atrito provocada pelo peso próprio juntamente com as forças de corte resistentes. O outro mecanismo de colapso é o derrubamento (Figura 2.11), que se verifica quando a resultante das forças verticais e horizontais, acima de qualquer plano horizontal, interseja esse plano fora dos limites da barragem.

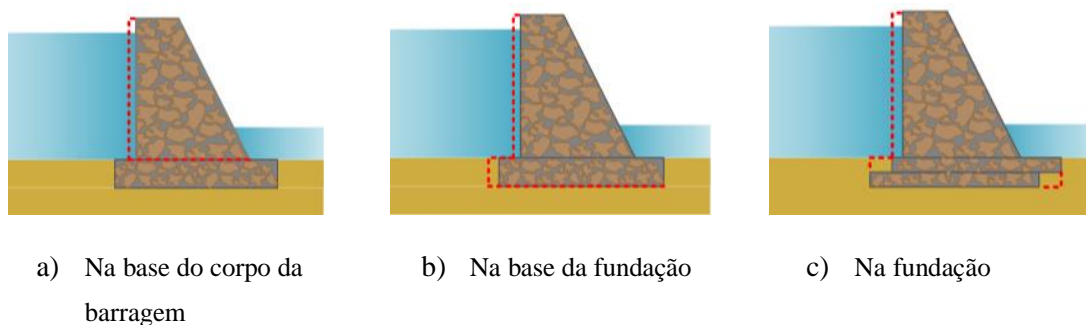


Figura 2.10 – Mecanismos de rotura por deslizamento (adaptado de Robles e Peña, 2016)

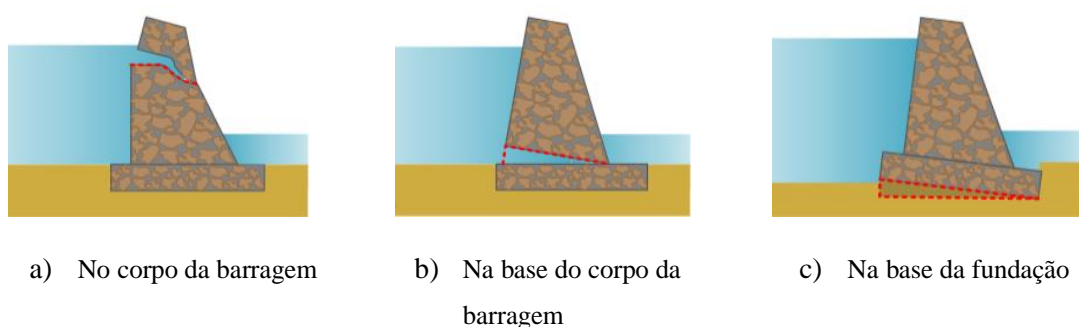


Figura 2.11 – Mecanismos de rotura por derrubamento (adaptado de Robles e Peña, 2016)

2.4 Principais problemas associados a barragens gravidade

A construção de uma barragem e a consequente retenção de água alteram radicalmente o estado de tensões existente nas encostas do vale e canal do rio. Apesar de não haver registos de acidentes em barragens com mais de 100 m de altura, é vital reter as lições de acidentes históricos ocorridos em todo o mundo, de modo a que os projetos permitam evitar a ocorrência de situações indesejáveis (INAG, 2001).


Um aspeto importante dos projetos tradicionais de barragens gravidade são os fatores de segurança ao deslizamento. O fator de segurança é definido como o fator pelo qual os parâmetros de resistência ao corte podem ser reduzidos para levar a fundação da barragem a um estado de equilíbrio limite (Morgenster, 1991). O valor numérico do fator de segurança que se considera admissível depende do nível de confiança que o projetista possui nos parâmetros de resistência ao corte, das

subpressões, da localização da superfície crítica de falha e da magnitude das forças externas que atuam na estrutura.

Para barragens gravidade é recomendado um fator de segurança de 3,0 para condições normais de carregamento em que as informações disponíveis sobre os parâmetros de resistência são limitados. Esse valor pode ser reduzido para 2,0 quando os parâmetros de resistência são determinados através de testes em amostras. Atualmente, existe a tendência de adotar menores fatores de segurança que os usados antigamente, desde que se proceda a uma escolha criteriosa dos parâmetros de resistência ao corte (Hoek, 2007).

A identificação e análise dos principais cenários de acidentes e problemas em barragens de betão, é essencial à elaboração de projetos mais seguros, pelo que se apresentam na Tabela 2.1 os principais problemas típicos, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança das barragens gravidade.

Tabela 2.1 – Problemas típicos, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança de barragens gravidade (adaptado de Hoek, 2007)

	 Barragens gravidade
Problemas típicos	<ul style="list-style-type: none"> - Falta de resistência ao corte na interface betão/fundação ou no maciço de fundação. - Formação de fissuras devidas a tensões de tração no pé de montante da barragem. - Excesso de percolação de água pela fundação e descontinuidades.
Parâmetros críticos	<ul style="list-style-type: none"> - Presença de zonas de menor resistência ou permeáveis no maciço rochoso. - Resistência ao corte na interface betão/macizo rochoso. - Resistência ao corte do maciço rochoso. - Eficácia das cortinas de impermeabilização e sistemas de drenagem. - Estabilidade das encostas da barragem.
Métodos de análise	<ul style="list-style-type: none"> - Estudos paramétricos, usando o método de equilíbrio limite, devem ser usados para investigar o deslizamento na interface betão/macizo rochoso e o deslizamento em descontinuidades de fraca resistência na fundação. - É necessário um elevado número de testes de rotura, a menos que esteja disponível uma análise com deteção automática de superfícies de rotura crítica.
Critérios de segurança	<ul style="list-style-type: none"> - O fator de segurança contra a rotura da fundação deve exceder 1,5 para condições normais de operação de toda a albufeira, desde que sejam usados valores de resistência ao corte conservativos ($c' \approx 0$) - Fator de segurança $> 1,3$ para cheia máxima provável (CMP) - Fator de segurança > 1 para sismo máximo credível e CMP

De entre estes fenómenos, destaca-se como principal causa de rotura a falta de resistência ao corte na superfície de ligação barragem/maciço rochoso de fundação ou nas descontinuidades do maciço, situação que pode provocar o deslizamento.

A título de exemplo, apresentam-se três casos históricos de barragens gravidade cuja rotura se deveu a problemas na fundação. O primeiro caso apresentado é o da barragem de Bouzey (Figura 2.12), construída em 1880 no rio L'Aviere, França. Esta barragem gravidade de alvenaria com 22 m de altura e 525 m de comprimento foi fundada em camadas horizontais de arenito e apresentava uma secção transversal atípica, por ser muito estreita para este tipo de estruturas. A barragem sofreu dois acidentes: o primeiro ocorreu em março de 1884 durante o primeiro enchimento da albufeira e após o aparecimento de ressurgências a jusante da barragem, que levaram ao deslizamento repentino da fundação da barragem quando a albufeira ainda se encontrava 2,7 m abaixo do nível máximo antecipado. O segundo acidente ocorreu em abril de 1895 após a barragem ter sido reforçada através da construção de um contraforte a jusante e do tratamento das fissuras. O acidente ocorreu uma vez mais durante o enchimento, tendo-se observado o desprendimento de uma faixa no topo central da barragem com 10,5 m de altura e 170 m de comprimento. O acidente levou à inundação da aldeia de Bouzey, causando mais de 100 mortes.



Figura 2.12 – Barragem de Bouzey, França (La catastrophe de Bouzey, 2020)

O segundo caso apresentado é o da barragem Austin (Figura 2.13), construída em dezembro de 1909 na Pensilvânia, Estados Unidos. Esta barragem gravidade de betão ciclópico, fundada em camadas horizontais de arenito intercaladas por camadas de xisto e arenito desintegrado, possuía 13,1 m de altura e 162,8 m de comprimento. Esta barragem também sofreu dois acidentes, com a diferença de ter sido colocada em serviço após o primeiro acidente sem terem sido feitas as

reparações recomendadas. O primeiro acidente ocorreu em janeiro de 1910 durante o primeiro enchimento da albufeira causando o deslizamento da fundação. O segundo acidente deu-se em setembro de 1911 devido a falhas estruturais e causou 78 mortes. Relatos indicam que um bloco perto da base a 30,5 metros do encontro da margem direita cedeu deixando a água passar (Anderson et al., 1998).

Por último é apresentado o acidente da barragem Upper Stillwater (Figura 2.14), contruída em 1987 no estado de Utah, Estados Unidos. Esta barragem gravidade de betão compactado com cilindro (BCC) com 88,4 m de altura e 816,9 m de comprimento encontrava-se fundada em camadas intercaladas de arenito e argilito. Apesar dos trabalhos realizados no maciço de fundação a jusante, este acabou por deslizar em 1988 quando o reservatório de encontrava a 14,5 m do coroamento registando um deslocamento máximo de 1 cm. As pressões registadas foram bastante altas, excedendo os critérios adotados mesmo a jusante dos drenos. Deste incidente não houve registo de consequências notáveis.



Figura 2.13 – Barragem de Austin, Pensilvânia (Austin Dam Memorial Association, 2020)



Figura 2.14 – Barragem Upper Stillwater, Utah (Upper Stillwater Dam, 2020)

2.5 Legislação e inspeção das obras

A construção e exploração de barragens envolvem, em geral, danos potenciais para pessoas e bens materiais a jusante das obras, assim como danos ambientais. Torna-se assim indispensável seguir os regulamentos e normas estipuladas. Em Portugal está atualmente em vigor o Decreto-Lei nº 21/2018, de 28 de março, que agrega num único diploma o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) e o Regulamento de Pequenas Barragens (RPB). Este último documento introduziu uma importante alteração no âmbito de aplicação do RSB, que passou a ficar restringido às grandes barragens, de altura igual ou superior a 15 m ou com albufeiras superiores a 1 hm³ e de altura igual ou superior a 10 m (RSB, 2018). O RSB é complementado por Documentos Técnicos de Apoio, estabelecidos pela Autoridade Nacional de Segurança de Barragens (APA, 2018).

A segurança de qualquer tipo de estrutura depende fundamentalmente de um bom projeto e correta construção, sendo que nas barragens é ainda exigida uma adequada exploração. Nos termos do RSB, as entidades intervenientes no controlo de segurança das grandes barragens são:

- a) Dono de obra, cujo papel é conseguir o bom funcionamento e segurança da barragem;
- b) Autoridade, com o encargo de controlar a atividade de segurança de barragens e de promover a aplicação da legislação vigente (atualmente estas funções são atribuídas à Agência Portuguesa do Ambiente - APA);
- c) Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), na qualidade de consultor da Autoridade, nomeadamente para barragens de Classe I;
- d) Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC), com a responsabilidade de assegurar o planeamento de emergência e coordenar ações de socorro;
- e) Comissão de Segurança de Barragens (CSB), com a finalidade de elaborar normas de segurança e emitir pareceres.

As causas que originam as deteriorações variam em função das características da barragem (tipo, materiais e fundação), qualidade do projeto e da construção. Os sintomas nem sempre são detetados atempadamente, podendo conduzir a uma evolução progressiva da anomalia. Desse modo, reconhece-se a importância, na garantia de segurança de barragens, da inspeção e dos sistemas de observação.

De acordo com o Documento Técnico de Apoio da Observação e Inspeção de Barragens (APA, 2018), as atividades de observação e inspeção das barragens desenvolvem-se ao longo da vida das obras, desde o planeamento dos trabalhos, durante e no final da construção, antes e após o primeiro enchimento, durante a sua exploração e na fase de abandono e demolição. O primeiro enchimento da albufeira tem particular importância, dado corresponder ao ensaio de carga do protótipo e ao facto de nesta fase ocorrer a maior parte dos acidentes de carácter estrutural. É de referir que em dezembro de 1963, após a rotura da barragem de aterro de Baldwin Hills, o dono da obra considerou de maior importância que as inspeções das barragens fossem realizadas por pessoal especializado (INAG, 2001). Em Portugal a inspeção das obras inclui a inspeção visual e a realização de inspeções regulamentares previstas no RSB.

As inspeções visuais têm por objetivo essencial (APA, 2018):

- i) a deteção de sinais ou evidências de deterioração, comportamentos anómalos ou sintomas de envelhecimento da barragem;
- ii) a deteção de anomalias do sistema de observação.

O plano de observação durante a exploração prevê a execução de três tipos de inspeção visual: as inspeções visuais de rotina; as de especialidade; e as de carácter excecional, a efetuar após a ocorrência de sismos, cheias ou circunstâncias anómalas.

O plano de observação prevê também a instalação e a exploração do sistema de observação, que é o conjunto de dispositivos instalados para medição das grandezas seleccionadas para controlo de segurança da obra, relativos às ações, às propriedades dos materiais e à resposta das estruturas e suas fundações. O plano de observação é fundamental na aferição do comportamento das obras e, portanto, da sua segurança.

As principais ações são as variações do nível da albufeira e as variações de temperatura ambiente. Como exemplo de propriedades dos materiais pode destacar-se o módulo de Young do betão e como exemplos de resposta de estrutura refiram-se os deslocamentos, movimento relativo entre blocos, tensões, extensões, caudal drenado ou subpressões na base da barragem.

2.6 Visita à barragem de Ribeiradio

No decorrer dos trabalhos desenvolvidos no âmbito desta dissertação, foi possível acompanhar uma visita de especialidade à barragem de Ribeiradio. Esta visita, realizada no dia 6 de fevereiro de 2020, foi de particular interesse, não só por se tratar do caso de estudo tratado neste trabalho como por permitir uma melhor compreensão do funcionamento estrutural de barragens. De acordo com o protocolo em vigor, participaram nesta visita os representantes da APA, do dono de obra (Greenvougá, uma empresa maioritariamente detida pela Energias de Portugal- EDP) e do LNEC.

2.6.1 Principais características da obra

A barragem de Ribeiradio é uma barragem de betão do tipo arco gravidade, projetada na bacia do rio Vouga, nas imediações da freguesia de Ribeiradio (Figura 2.15). Os trabalhos de construção foram iniciados em julho de 2010 e a sua exploração teve início no ano de 2015. Esta barragem, fundada em granito de grão médio, apresenta uma altura máxima de 83 m acima do ponto mais baixo da fundação, que se situa à cota 29,00 m, e 265 m de desenvolvimento no coroamento situado à cota 112,00 m. O eixo do coroamento tem um desenvolvimento circular em planta com 240,0 m de raio. No coroamento a barragem tem uma largura de 9 m. Com a finalidade de produção energética, abastecimento e controle de cheias, cria um reservatório com uma capacidade total de 136,4 hm³ para o nível pleno de armazenamento (NPA) e o nível máximo de cheia (NMC), situados à cota 110,00 m (EDP, 2018).



Figura 2.15 – Vista de jusante da barragem de Ribeiradio

barragem que permite, em caso de necessidade, o esvaziamento da albufeira em prazos razoáveis. Foi definida tendo em consideração o esvaziamento em dois cenários:

- i) situação de emergência, no caso de eventualmente ser afetada a segurança da barragem;
- ii) situação de esvaziamento programado, destinado a permitir a eventual execução, durante um período de seca, de trabalhos de recuperação ou manutenção.

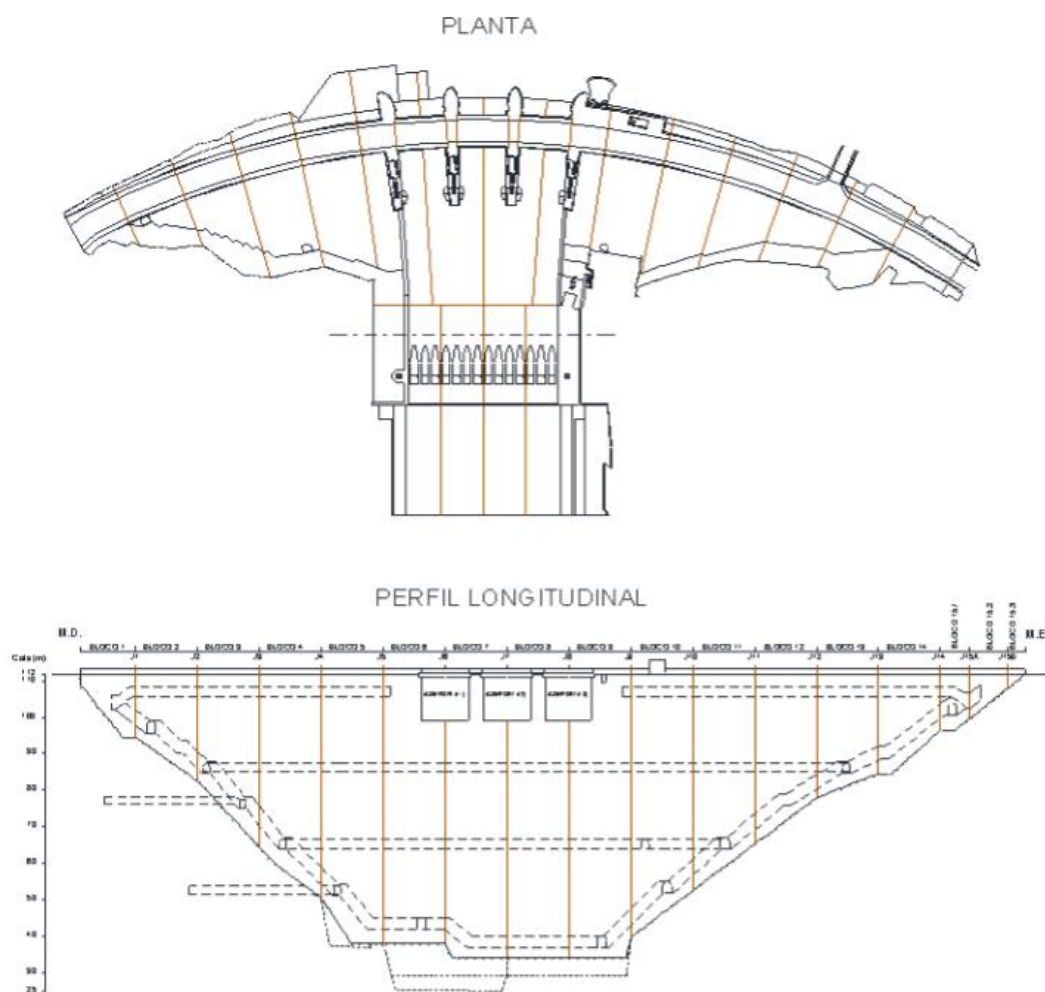


Figura 2.17 – Planta e vista do paramento de jusante da barragem de Ribeiradio

2.6.2 Inspeção visual de especialidade

O percurso realizado no decorrer da inspeção visual à barragem possibilitou a inspeção, observação e aprendizagem sobre os diversos equipamentos de monitorização instalados. Na Figura 2.18 apresentam-se alguns dos equipamentos de observação instalados na obra:

- a) escala limnimétrica – tem como objetivo a medição periódica dos níveis de água na albufeira, sendo colocada no paramento de montante;
- b) base tridimensional – tem como propósito a medição do movimento relativo entre blocos em juntas de contração. É feita através de peças ancoradas de um lado e de outro de uma descontinuidade, que conseguem medir o movimento em três direções ortogonais;
- c) fio de prumo invertido – tem como finalidade a medição de deslocamentos horizontais (tangenciais e radiais). A medição destes deslocamentos é feita em locais acessíveis da passagem do fio de prumo, geralmente em galerias de visita, com a extremidade inferior fixa (peça metálica ancorada num ponto da fundação suficientemente profundo para se admitir fixo) e a superior ligada a um flutuador imerso num balde. Este fio de aço inoxidável e de alta resistência permanece sempre na posição vertical. A posição de equilíbrio do fio corresponde à vertical que passa pelo ponto de ancoragem da fundação;
- d) extensómetros de fundação – instalados em furos de sondagem executados na fundação e ancorados a uma ou a várias profundidades, têm como objetivo a medição dos deslocamentos relativos entre os pontos das ancoragens e a uma referência fixada à estrutura;
- e) piezómetro com manómetro – permite caracterizar a distribuição espacial das subpressões na fundação da barragem. Em qualquer caso, deve prever-se a medição do nível hidráulico por meio de uma sonda quando a água não atingir o manómetro;
- f) drenos e bica – os drenos têm como finalidade aliviar as subpressões na base da barragem, sendo feita a medição do caudal na boca de cada dreno; as bicas permitem a medição de caudais por zonas características da obra (por exemplo, margem direita, margem esquerda e fundo do vale) através da medição do tempo de enchimento de um recipiente de volume conhecido.



a) Escala limnimétrica



b) Base tridimensional



c) Fio de prumo invertido



d) Extensómetro de fundação



e) Piezómetro com manómetro



f) Bica e drenos

Figura 2.18 – Exemplos de equipamentos de monitorização instalados na barragem de Ribeiradio

De acordo com o protocolo em vigor, no final da visita decorreu uma reunião em que participaram os representantes e técnicos da APA, do dono de obra (EDP) e do LNEC, tendo sido discutidos alguns aspetos relativos ao comportamento estrutural da barragem.

3 COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

Neste capítulo apresentam-se os conceitos fundamentais em que se baseia o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens, necessários para o desenvolvimento do trabalho e os modelos numéricos de cálculo utilizados.

3.1 Maciços rochosos de fundação

Como em qualquer estrutura, o bom funcionamento de uma barragem depende das suas fundações. Estas são um componente estrutural crítico e são determinantes na seleção do tipo de barragem. Atendendo a que as condições da fundação são forçosamente condicionadas pelo local de inserção da barragem, a escolha de um local com características ideais para a implementação de uma barragem é um dos passos mais importantes em todo o processo construtivo.

As barragens gravidade de betão são fundadas normalmente em rochas competentes e na análise da sua estabilidade a localização de eventuais planos de fraqueza e/ou descontinuidades constitui um requisito crítico. Estas barragens podem também ser construídas sobre rochas fracas de maior qualidade, desde que seja possível garantir estabilidade ao deslizamento e uma barreira segura relativamente à água subterrânea (ICOLD, 2005).

Todos os maciços rochosos contêm descontinuidades, ou seja, superfícies que interrompem a sua continuidade física e cuja resistência à tração é nula ou muito baixa. As descontinuidades ou famílias de descontinuidades são caracterizadas pelos seus parâmetros geométricos e físicos. Os parâmetros geométricos incluem a direção e inclinação da descontinuidade (orientação), a distância medida na perpendicular entre as descontinuidades adjacentes de uma mesma família (espaçamento) e a extensão em área de uma descontinuidade (persistência). Os parâmetros físicos englobam as ondulações ou curvas das paredes em relação ao plano médio da descontinuidade (rugosidade), a distância perpendicular que separa as paredes rochosas adjacentes de uma descontinuidade (abertura) e o material que preenche o espaço entre as superfícies rochosas adjacentes (preenchimento). Este preenchimento é por norma mais fraco que o material que constitui o maciço (ISRM, 1978).

Na prática, todas as fundações para barragens requerem algum tipo de tratamento para melhorar o comportamento mecânico e hidráulico do maciço rochoso. Isto deve-se ao facto das barragens de betão se encontrarem fundadas em maciços rochosos de natureza descontínua, geralmente com elevados graus de heterogeneidade e de anisotropia. Estes tratamentos têm em vista melhorar o contacto entre a fundação e a barragem, aumentar a rigidez e a força de corte da fundação, aumentar a estabilidade dos encontros, garantir que os caudais percolados são pequenos e que as subpressões são aceitáveis no contexto das condições definidas no projeto. Para tal, em barragens de betão recorre-se geralmente, a injeções de consolidação, à execução de sistemas de impermeabilização e à execução de sistemas de drenagem.

As injeções de consolidação são realizadas sob a barragem de betão, em toda a área de fundação da barragem, sendo geralmente aplicadas numa grelha de furos primários espaçados de 3 m, exceto em zonas que requerem tratamento especial. Têm como objetivo aumentar a capacidade resistente da zona de fundação próxima do contacto com o betão da obra e reduzir a permeabilidade nessa zona. Habitualmente, as profundidades máximas deste tratamento nas pequenas e grandes barragens não ultrapassam, respetivamente, 10 m e 20 m (Londe e Le May, 1993).

As cortinas de impermeabilização (Figura 3.1) são particularmente importantes, pois embora seja impossível cortar por completo a circulação de água na fundação de uma barragem, na maioria das vezes essas cortinas são suficientes para reduzir o caudal e a velocidade de escoamento da água para níveis aceitáveis. Em barragens gravidade, estes dispositivos são essenciais para controlar a percolação, evitando a erosão do preenchimento e das paredes das discontinuidades dos maciços rochosos.

Para barragens de betão assentes num maciço rochoso competente, o controlo da percolação é realizado geralmente através da execução, o mais a montante possível, de uma fiada de furos na fundação, paralela ao alinhamento da barragem ou perpendicular ao sentido de escoamento da água. A cortina é então executada, preenchendo os furos e as fissuras do maciço com calda à base de cimento ou outro material (Gama, 2012).

As cortinas de drenagem têm como função reduzir o valor das subpressões na fundação das obras, garantindo maior estabilidade. São particularmente importantes em fundações com discontinuidades de abertura muito reduzida, onde se podem desenvolver pressões de água muito elevadas numa área extensa. Consistem numa série de furos alinhados a jusante da cortina de impermeabilização, permitindo que parte da água aflua à galeria de drenagem da barragem.

Possuem geralmente uma profundidade de cerca de um terço a metade da profundidade das cortinas de impermeabilização e são construídas a jusante da mesma (Mendonça, 2017). A importância das subpressões em barragens gravidade impõe a necessidade de verificar periodicamente a eficiência da drenagem.

Na ausência de um sistema de drenagem (Figura 3.2), o diagrama de pressões na base da barragem, designadas por subpressões, tem forma trapezoidal entre as fronteiras de montante e jusante, podendo ser triangular se não houver água a jusante. Na presença de um sistema de drenagem (Figura 3.3) o diagrama é bilinear, considerando-se, na ausência de melhor critério, um fator de redução de 2/3 no alinhamento da drenagem (Leclerc et al., 2003). É importante referir que, quer num caso quer no outro, a existência de descontinuidades e heterogeneidades geológicas relevantes pode conduzir a diagramas mais desfavoráveis do ponto de vista da estabilidade. A subpressão também deve ser considerada no interior de fissuras que existam no corpo da barragem.

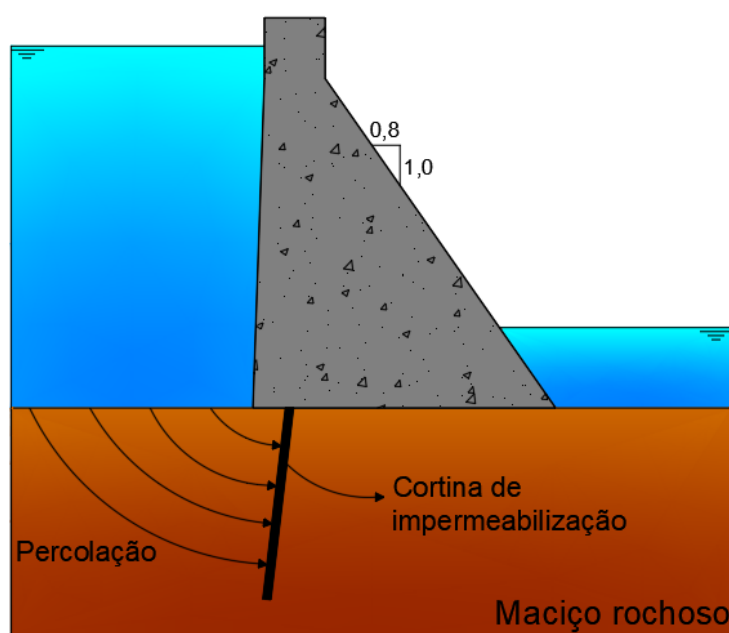


Figura 3.1 – Cortina de impermeabilização de uma barragem gravidade

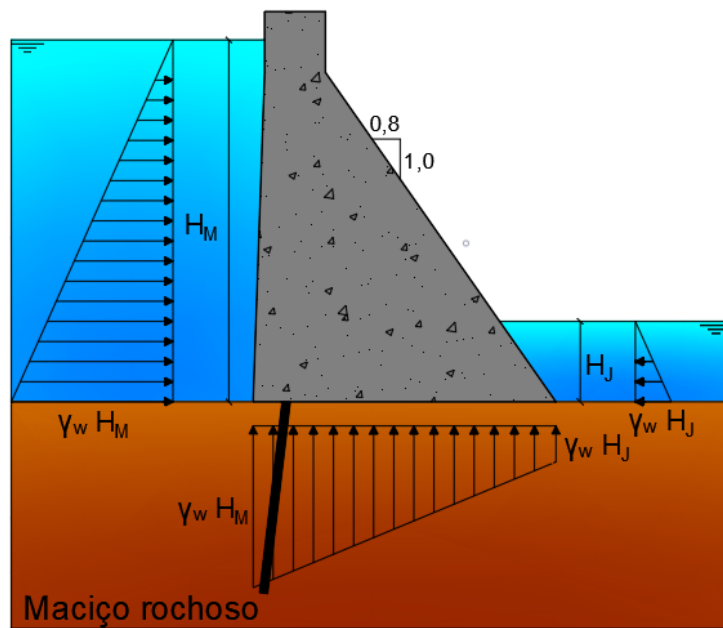


Figura 3.2 – Pressão hidrostática nos paramentos da barragem e diagrama de subpressões numa obra sem cortina de drenagem

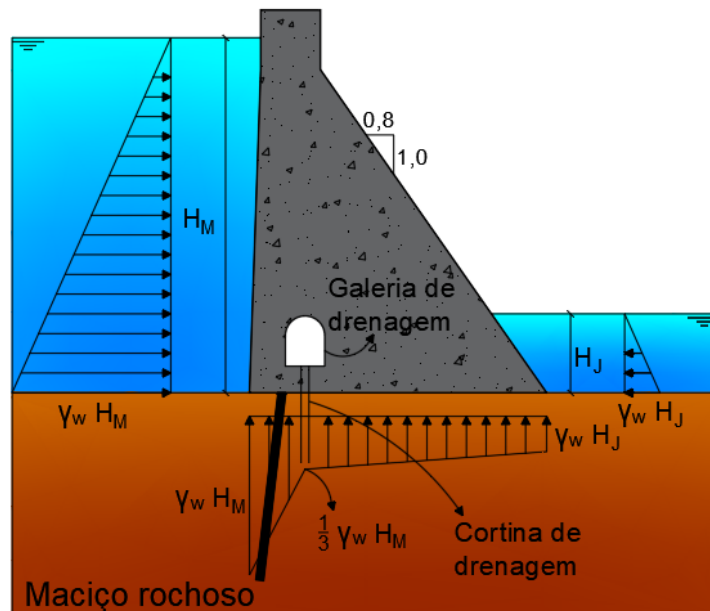


Figura 3.3 – Pressão hidrostática nos paramentos da barragem e diagrama de subpressões admitindo a existência de cortina de drenagem

3.2 Potencial hidráulico

A água tende a deslocar-se de zonas de maior energia para zonas de menor energia. A energia total do escoamento tem uma parcela potencial motivada pela sua posição, uma parcela ligada à pressão do líquido e uma parcela associada à energia cinética, sendo pois dada por:

$$E_t = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.1)$$

sendo z [m] a cota desse ponto em relação a um plano horizontal de referência, p [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-2}$] a pressão do líquido no mesmo ponto, γ [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-2}$] o peso específico da água, v [m s^{-1}] a velocidade de escoamento da água e g [m s^{-2}] a aceleração gravítica.

No estudo do escoamento em maciços rochosos, a componente cinética é normalmente desprezada, devido ao facto do escoamento da água ser caracterizado por uma velocidade cuja intensidade é, normalmente, muito reduzida. Ao desprezar a velocidade do escoamento obtém-se o potencial hidráulico, designado por H e definido por:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} \quad (3.2)$$

O potencial hidráulico contribui para a energia total a partir do potencial de elevação e do potencial de pressão, sendo também frequente designado por potencial piezométrico, energia potencial ou simplesmente potencial.

3.3 Comportamento hidromecânico das descontinuidades do maciço

De modo a compreender o complexo comportamento hidromecânico dos maciços rochosos das fundações de barragens de betão, é fundamental perceber como funciona o escoamento de fluídos nas suas descontinuidades. O modelo mais usado para o estudo do escoamento através de uma descontinuidade é o modelo de duas placas paralelas, que simula a descontinuidade como um espaço vazio entre duas placas lisas e paralelas (Snow, 1965; Louis e Maini, 1970).

Nas condições geométricas acima descritas, a velocidade média de escoamento para um fluxo laminar incompressível em regime estacionário é dada por:

$$v = k_f i \quad (3.3)$$

onde i [m m^{-1}] representa o gradiente hidráulico aplicado ao fluido e k_f [m s^{-1}] a condutividade hidráulica da descontinuidade.

O gradiente hidráulico entre dois pontos é definido por:

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta s} \quad (3.4)$$

onde ΔH [m] representa a diferença de potencial entre dois pontos de uma trajetória do escoamento e Δs [m] o comprimento do caminho percorrido para a realização dessa perda de carga.

A condutividade hidráulica é dada por:

$$k_f = \frac{a^2 g}{12 v_k} \quad (3.5)$$

onde a [m] representa a abertura da descontinuidade, g [m s^{-2}] a aceleração gravítica e v_k [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] a viscosidade cinemática do fluido.

Através das equações acima descritas, é possível calcular o caudal por unidade de largura, q , expresso por:

$$q = v a = \frac{a^3 g}{12 v_k} i \quad (3.6)$$

Verifica-se que o caudal entre duas placas paralelas é proporcional ao cubo da abertura da descontinuidade. Assim qualquer variação da abertura tem um grande impacto no valor do caudal.

Este modelo foi estabelecido para interfaces sólidas de paredes lisas, a partir de análises teóricas. Contudo, o facto do modelo de placas paralelas considerar apenas a abertura da descontinuidade

faz com que seja apenas uma aproximação da realidade. Efetivamente, as discontinuidades dos maciços rochosos não são nem lisas nem paralelas, pelo que foram realizados vários estudos de forma a determinar se o modelo de placas paralelas era adequado à previsão de escoamento em discontinuidades naturais. Tais estudos sugeriram a modificação do modelo, de forma a que a rugosidade da superfície pudesse ser tida em consideração, mantendo o conceito fundamental de que a condutividade está relacionada com o quadrado da abertura (Jing e Stephansson, 2007).

Estudos realizados por Lomitze (1951) e Barton & de Quadros (1997) sugeriram o uso de um coeficiente de rugosidade extra, dando origem a fórmulas similares. Os ensaios de Lomitze foram realizados através de placas de vidro liso com rugosidade variável (obtidas através da colagem de grãos de areia), e os ensaios de Barton & de Quadros consideraram diferentes discontinuidades nas rochas, pelo que os correspondentes fatores de correção propostos foram naturalmente diferentes (Lomitze, 1951; Barton e de Quadros, 1997).

Em 1985, Barton, Bandis e Bakhtar afirmaram que uma discontinuidade de rocha tem uma abertura mecânica e uma abertura hidráulica (a_h) (Figura 3.4), de valores diferentes e com uma relação empírica que tem em conta o coeficiente de rugosidade. Referem ainda que o valor da abertura a usar no modelo de placas paralelas deve ser o da abertura hidráulica (Barton et al., 1985). A abertura mecânica é definida como a distância média, perpendicular a um plano, entre duas superfícies de junta da rocha. A abertura hidráulica depende, não apenas da variação da abertura mecânica, mas também do caudal que percorre a discontinuidade.

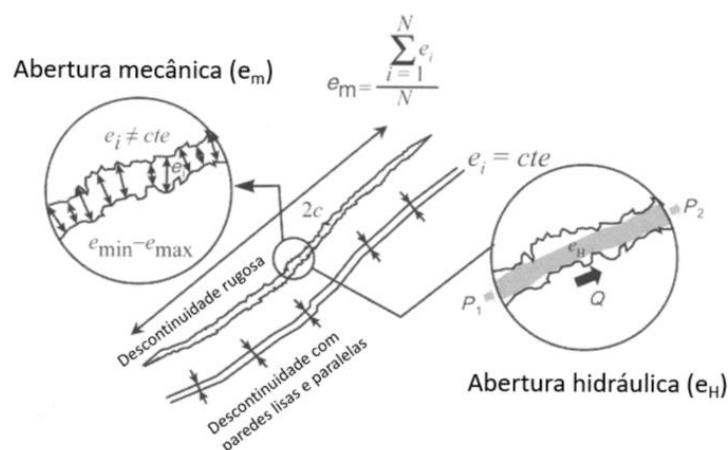


Figura 3.4 – Abertura mecânica e abertura hidráulica de uma descontinuidade com rugosidade e de uma descontinuidade com paredes lisas (adaptado de Sausse e Genter, 2005)

A abertura hidráulica é sempre menor que a abertura mecânica e a relação entre as duas aberturas depende crucialmente da rugosidade da descontinuidade. Não obstante, a hipótese de que a abertura hidráulica é igual à abertura mecânica mostrou ser uma boa aproximação quando existe um escoamento elevado e/ou grande abertura das descontinuidades (Liu, 2005).

De acordo com o esquema apresentado no programa UDEC (Itasca, 2004), a abertura hidráulica é obtida em função do deslocamento normal da descontinuidade (u_n) e de três parâmetros (a_{min} , a_0 e a_{max}), através da seguinte expressão:

$$a_h = \begin{cases} a_{min} & \text{se } u_n + a_0 < a_{min} \\ u_n + a_0 & \text{se } a_{min} \leq u_n + a_0 \leq a_{max} \\ a_{max} & \text{se } u_n + a_0 > a_{max} \end{cases} \quad (3.7)$$

onde a_{min} representa a abertura quando as descontinuidades estão fortemente comprimidas (existe sempre água que passa, por mais comprimidas que estejam as descontinuidades), a_0 a abertura das descontinuidades na ausência de tensões normais e a_{max} o valor da abertura máxima das descontinuidades. A Figura 3.5 representa de forma gráfica o significado físico destes três parâmetros.

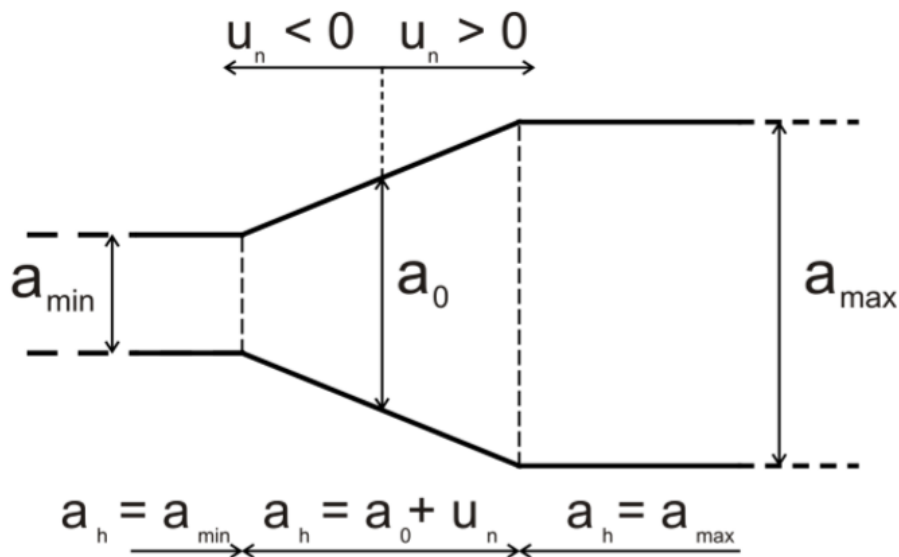


Figura 3.5 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha, 2015)

3.4 Modelos numéricos

3.4.1 Modelos contínuos e descontínuos

Como já referido, o escoamento da água dá-se principalmente nos maciços através das descontinuidades, pelo que existe uma grande interdependência entre o comportamento hidráulico e o comportamento mecânico.

O comportamento hidromecânico da fundação pode ser simulado modelando o maciço rochoso por um meio contínuo equivalente (utilizando, por exemplo, o método dos elementos finitos), ou considerando explicitamente as descontinuidades existentes no maciço (utilizando, por exemplo, o método dos elementos discretos). A escolha do modelo a utilizar depende principalmente da geometria da fraturação do maciço e da extensão e espaçamento das descontinuidades quando comparadas com a dimensão da zona a estudar. Os dois modelos podem ser combinados e utilizados em simultâneo (modelo híbrido), permitindo aproveitar as vantagens de cada tipo de modelo (Azevedo e Farinha, 2015).

Os modelos de contínuo equivalente têm em geral por base um esquema de acoplamento simples entre os modelos mecânico e hidráulico, no qual é necessário ajustar as propriedades dos materiais de modo a que as principais características mecânicas e hidráulicas do maciço rochoso sejam representadas adequadamente. Este modelo requer que seja conhecida a correlação entre tensões/deformações e a permeabilidade do maciço, pois as forças induzidas pela percolação de água causam deformações no meio contínuo que acabam por alterar a permeabilidade (Farinha, 2010).

Os modelos descontínuos que têm em consideração o acoplamento entre os comportamentos hidráulico e mecânico são adequados para análises de estabilidade de barragens gravidade. Estes modelos requerem, portanto, dados de caracterização hidráulica e mecânica, tais como a orientação e espaçamento das descontinuidades, rigidez normal das mesmas e aberturas normais e residuais. Quanto ao escoamento, em geral, assume-se que este se dá apenas através das descontinuidades do maciço. Isto é, assume-se que a matriz rochosa é impermeável. Nestas condições, admite-se que a pressão da água provoca variações na abertura das descontinuidades, que por sua vez provocam alterações no valor do caudal escoado (Farinha, 2010; Azevedo e Farinha, 2015).

3.4.2 Modelo mecânico

A análise mecânica realizada nesta dissertação tem por base o módulo computacional de elementos finitos Parmac3D-Fflow. O modelo mecânico adotado é um modelo de natureza discreta que utiliza um algoritmo explícito de solução baseado no método das diferenças centrais (Azevedo, 2003), Figura 3.6. O domínio é discretizado em malhas de elementos triangulares (modelos 2D) ou em malhas de tetraedros/hexaedros (modelos 3D). A interação entre blocos adjacentes dá-se através de elementos de junta, também designados como elementos de interface, totalmente compatíveis, e com capacidade de se separar e deslizar.

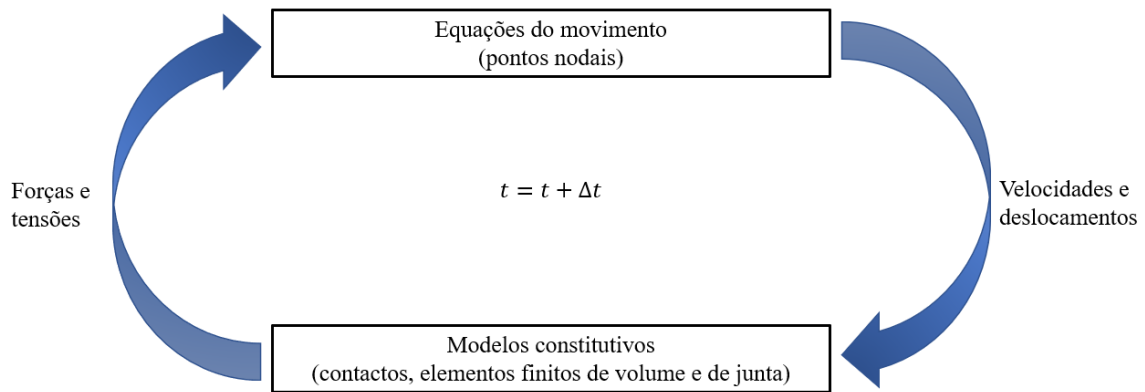


Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico – algoritmo explícito

Para um dado ponto nodal ou partícula as equações do movimento são dadas por:

$$m \ddot{u}_i(t) + c \dot{u}_i(t) = F_i(t) + m g_i \quad (3.8)$$

em que $\dot{u}_i(t)$ é a velocidade, $\ddot{u}_i(t)$ é a aceleração, c é a constante de amortecimento, m é a massa nodal, g_i é a aceleração da gravidade e $F_i(t)$ são as forças nodais a atuar num dado instante, definidas por três termos:

$$F_i(t) = F_i^e(t) + F_i^c(t) + F_i^1(t) \quad (3.9)$$

onde $F_i^e(t)$ são as forças externas aplicadas no ponto nodal, $F_i^c(t)$ são as forças externas devidas ao contacto com os blocos vizinhos (existentes apenas nos pontos nodais da fronteira do bloco) e

$F_i^1(t)$ são as forças internas devidas à deformação dos elementos finitos planos associados (Lemos e Cundall, 1999). A integração da equação (3.8) é realizada com base no método das diferenças centrais que é condicionalmente estável. A definição do passo de cálculo e o esquema de solução a adotar quando se requer apenas a solução estática do problema podem ser encontrados em Azevedo (2003).

Nos estudos realizados no âmbito desta dissertação considera-se que é válida a hipótese de pequenos deslocamentos no estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão e em análises de estabilidade sob ações estáticas. A utilização de elementos de junta é geralmente adequada no caso de pequenos deslocamentos. Quando se utilizam elementos de junta é necessário que as malhas de elementos finitos de cada bloco sejam compatíveis, isto é, que as discretizações ao longo das faces dos blocos em contacto sejam iguais.

Na Figura 3.7 encontra-se representada a interação entre blocos hexaédricos de 20 nós e os respetivos elementos de interface. Nesta figura, cada vértice corresponde a um nó mecânico. Estes tipos de elementos finitos e de elementos de junta foram utilizados nesta dissertação por se ter verificado que o seu comportamento elástico é melhor do que o das malhas simples tetraédricas.

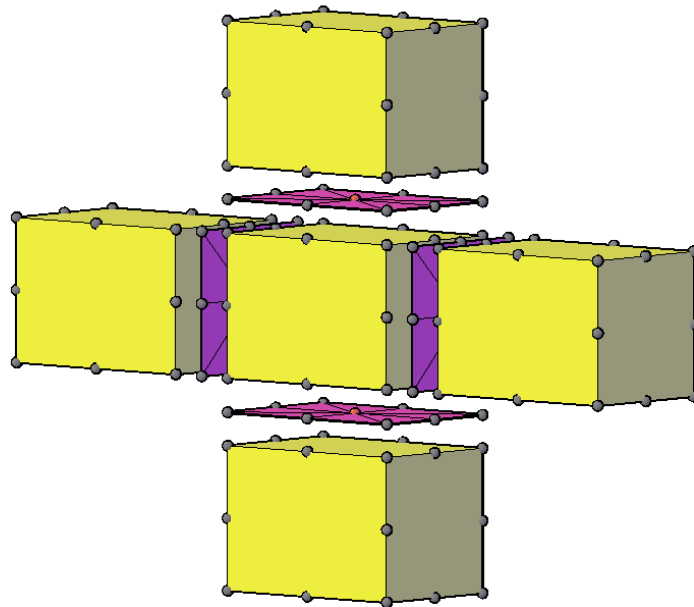


Figura 3.7 – Modelo de elementos hexaédricos de 20 nós com interfaces

As interações entre blocos são do tipo face/face e são garantidas pela compatibilização da malha de elementos finitos de cada bloco, que envolve a deteção, para cada face de cada bloco, dos vértices dos blocos vizinhos que as intersectam. Estes vértices são então inseridos na definição da geometria de cada bloco, através da subdivisão das faces. Este processo conduz a uma compatibilidade perfeita face/face entre blocos vizinhos.

3.4.2.1 *Elemento de junta*

O elemento de junta possibilita uma descontinuidade no campo de deslocamentos, tendo por base uma relação direta entre tensões e deslocamentos. Nesta dissertação foram utilizados elementos de interface de 4 e 8 nós, que são depois discretizados em elementos triangulares, dando origem a um novo nó no centro do elemento de junta, designado de “slave node”, nó escravo em português (Figura 3.8). Esta discretização foi feita devido ao facto do modelo hidráulico estar definido para triângulos, sendo o campo de deslocamentos e velocidades definido no nó escravo em função dos nós adotados na discretização dos elementos finitos nas faces em contacto.

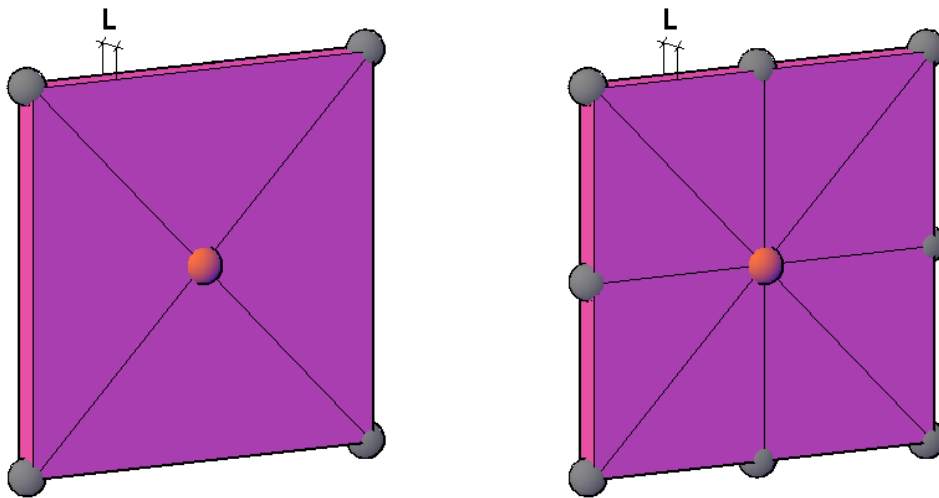


Figura 3.8 – Elementos de junta de 4 nós e 8 nós, com nó escravo

É importante referir que os pontos de integração coincidem com a posição dos nós do elemento de junta no plano médio, cujas coordenadas são dadas pela média das coordenadas dos pontos nodais dos blocos adjacentes a cada lado da interface.

Em cada ponto de integração do elemento de junta as tensões nos eixos locais são dadas por:

$$\sigma_n(t + \Delta t) = \sigma_n(t) + k_n \Delta u_n(t) \quad (3.10)$$

$$\tau_s(t + \Delta t) = \tau_s(t) + k_s \Delta u_s(t) \quad (3.11)$$

Onde $\sigma_n(t)$ e $\tau_s(t)$ são os valores de tensão normal e tensão de corte num dado instante t , $\sigma_n(t + \Delta t)$ e $\tau_s(t + \Delta t)$ são as estimativas elásticas dos valores de tensão normal e de corte no instante seguinte $(t + \Delta t)$, k_n e k_s são os valores de rigidez normal e da rigidez tangencial associados à interface e $\Delta u_n(t)$ e $\Delta u_s(t)$ são os incrementos de deslocamento na direção normal e na direção tangencial da junta, definidos com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a interface.

Na Figura 3.9 apresenta-se o elemento triangular das interfaces adotado para os elementos hexaédricos de 20 nós.

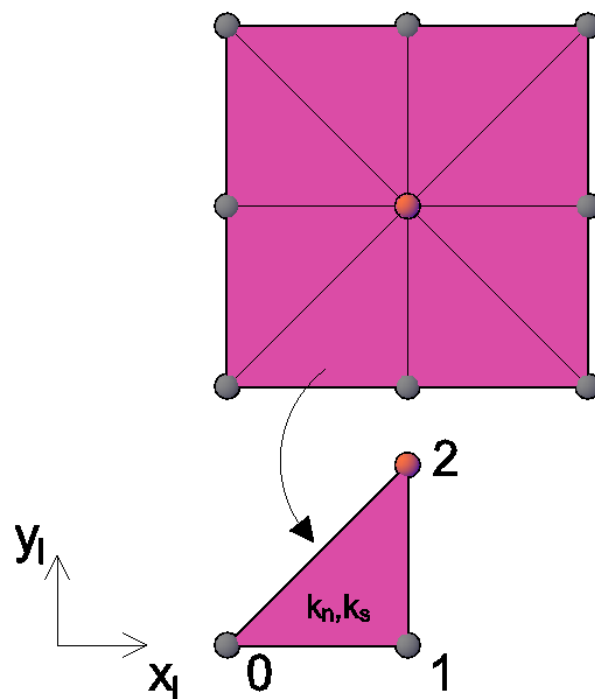


Figura 3.9 – Elemento triangular correspondente a um elemento de junta de 8 nós

Nos elementos de interface, admite-se que os valores de rigidez normal e tangencial, que caracterizam a deformabilidade, são dadas por:

$$k_n \approx \frac{E}{L} \quad (3.12)$$

$$k_s \approx \frac{G}{L} \quad (3.13)$$

onde L representa a espessura da interface, E o módulo de elasticidade e o G o módulo de distorção, que por sua vez se relaciona com o módulo de elasticidade através de:

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (3.14)$$

onde ν representa o coeficiente de Poisson. Quando o coeficiente de Poisson é 0,2 (valor característico do betão), o módulo de distorção é cerca de $0,4E$, fazendo com que a rigidez de corte seja, igualmente, 0,4 vezes a rigidez normal (valor adotado nesta dissertação).

$$k_s \approx \frac{0,4 E}{L} \approx 0,4 k_n \quad (3.15)$$

Em cada ponto de integração, o vetor das tensões nos eixos globais é função das tensões locais e dos vetores normal e tangencial do elemento de junta, sendo dado por:

$$\vec{\sigma}(t) = \sigma_n(t) \vec{n} + \tau_s(t) \vec{s} \quad (3.16)$$

As forças internas em cada ponto nodal fictício do plano médio das interfaces são dadas por:

$$\vec{F}_{int,I}(t) = \sum_{i=1}^n \vec{\sigma}(t) N_I w_i \det J_i t_h \quad (3.17)$$

onde N_I é o valor da função de forma associada ao nó I no ponto de integração i , w_i é o peso associado ao ponto de integração i , $\det J_i$ é o determinante do Jacobiano no ponto de integração i , e t_h é a espessura da interface.

As forças internas nos nós adjacentes ao plano médio dos elementos de junta são definidas por:

$$\vec{F}_{int,I}^{sup}(t) = +\vec{F}_{int,I}(t) \quad (3.18)$$

$$\vec{F}_{int,I}^{inf}(t) = -\vec{F}_{int,I}(t) \quad (3.19)$$

O comportamento não linear dos materiais da junta é caracterizado, não apenas pelas suas propriedades elásticas (k_n e k_s), mas também por suas propriedades de resistência, que são a coesão (c) e o ângulo de atrito (φ). Com base nesses parâmetros, pode avaliar-se a admissibilidade do estado de tensão instalado nos elementos da interface.

Nesta dissertação, de forma a representar o comportamento não linear, adotou-se nos elementos de junta o modelo de rotura simplificado de Mohr-Coulomb (Figura 3.10). Este modelo, tradicionalmente usado na análise de segurança, permite reproduzir a rotura por corte a partir do momento em que se vencem as forças de atrito que ocorrem na superfície de deslizamento. Para além da sua simplicidade, apresenta como vantagem o facto de requerer um número reduzido de parâmetros, facilmente obtidos em ensaios experimentais, nomeadamente, o valor da coesão, o valor de tração limite (σ_t) e o valor do coeficiente de atrito (μ).

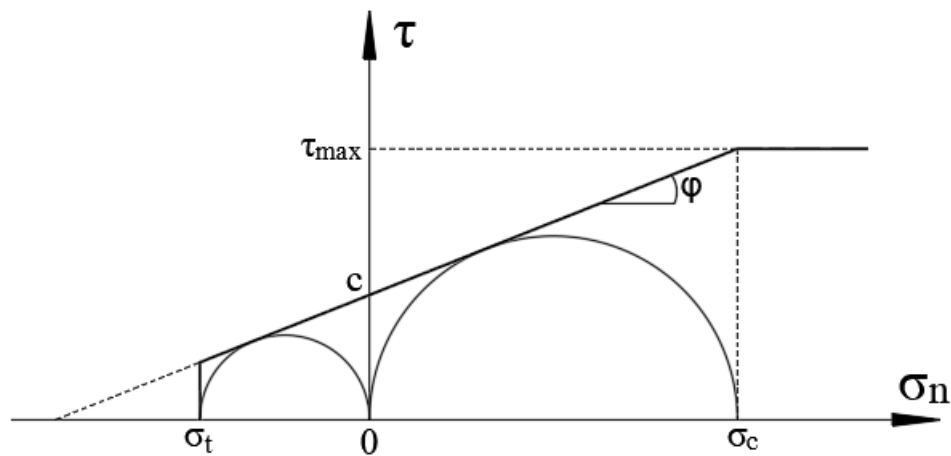


Figura 3.10 – Modelo de Mohr-Coulomb para elementos de junta

O coeficiente de atrito é igual à tangente do ângulo de atrito do material (ver equação (3.20)). Assim, a tensão máxima de corte para uma tensão normal atuante é dada pela equação (3.21).

$$\mu = \tan \varphi \quad (3.20)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = c + \sigma_n \mu = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.21)$$

Isto significa que a resistência ao corte no plano de deslizamento depende linearmente da tensão normal nesse plano, sendo que, neste modelo, após se atingir a tensão máxima de tração ou de corte, passa a considerar-se apenas a transferência de tensões em corte puro sob compressão, deixando de existir coesão nas superfícies de descontinuidade.

3.4.3 Modelo hidráulico

O modelo hidráulico tem por base o modelo mecânico, sendo os nós hidráulicos (NH) sobrepostos aos nós mecânicos (Azevedo e Farinha, 2015). A Figura 3.11 a) mostra o elemento de interface triangular usado no modelo mecânico para as interações dos blocos. É a partir desta interface triangular que as interfaces hidráulicas são criadas (Figura 3.11 b)), baseadas diretamente num modelo de elementos finitos (Yan e Zheng, 2017) onde cada nó hidráulico representa todos os nós mecânicos com as mesmas coordenadas e onde se admite que o escoamento se dá no plano da interface (escoamento 2D). A Figura 3.11 c) representa uma formulação mais simples e robusta do escoamento, em que se admite que o escoamento é unidirecional e se processa em canais de escoamento localizados nas arestas dos elementos de interface (escoamento 1D). Na mesma figura é possível observar, não só os nós hidráulicos como também os canais de escoamento unidirecionais localizados nas arestas das interfaces triangulares (Farinha et al., 2018). Neste caso, de maneira a que a área dos canais seja equivalente à da interface hidráulica, é preciso calcular uma pseudo largura para os canais de escoamento, dada por:

$$(L_0 + L_1 + L_2) w = A \quad (3.22)$$

onde L representa o comprimento de cada aresta da interface triangular, w a pseudo largura que tem de ser calculada para cada elemento de interface triangular e A a área do elemento triangular de interface.

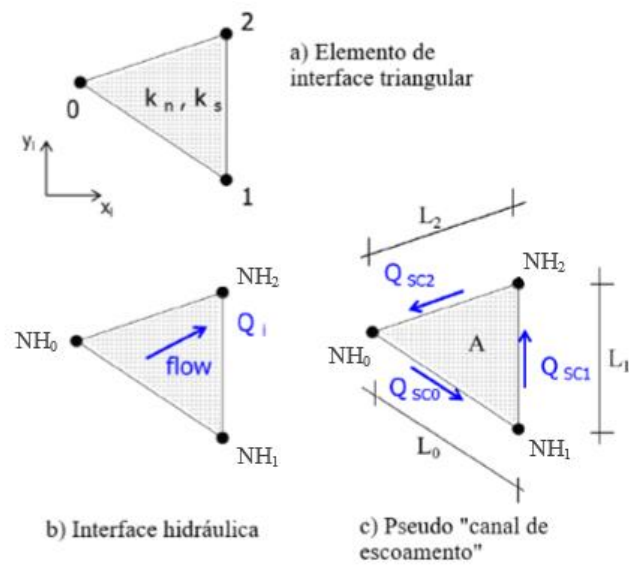


Figura 3.11 – Interface do modelo mecânico e dois modelos diferentes de simulação do escoamento nas interfaces do modelo hidráulico (adaptado de Farinha et al., 2018)

Na Figura 3.12 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo hidráulico adotado.

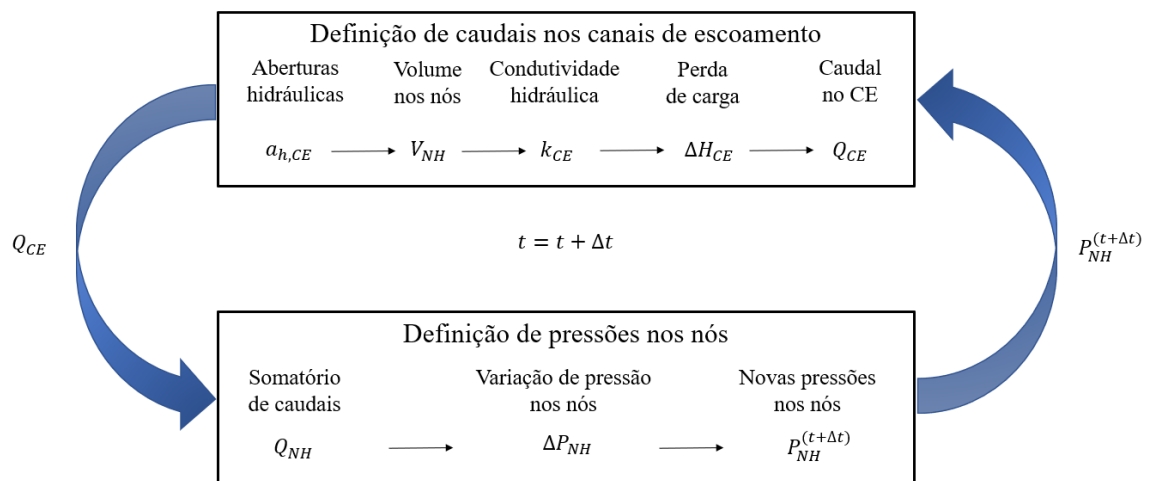


Figura 3.12 – Ciclo de cálculo do modelo hidráulico

No modelo hidráulico proposto, é necessário começar por definir a abertura hidráulica, calculada a partir da equação (3.7). Dado que cada canal de escoamento está associado a uma interface com dois pontos de integração em cada extremidade, a abertura média do canal é dada por:

$$a_{h,CE} = \frac{a_{h,1} + a_{h,2}}{2} \quad (3.23)$$

A partir deste valor é possível calcular o caudal no canal de escoamento, através da equação (3.6), na qual se adota a hipótese simplificativa de escoamento laminar entre placas paralelas. Com base nos caudais calculados em cada canal de escoamento, definem-se os caudais associados a cada nó hidráulico de modo a obter as novas pressões, calculadas a partir de:

$$\Delta P_{NH}(t) = \frac{k_w}{V_{NH}(t)} (Q_{NH}(t) \Delta t + \Delta V_{NH}(t)) \quad (3.24)$$

em que ΔP_{NH} é a variação de pressão no nó hidráulico, k_w é o módulo de deformabilidade volumétrica do fluido, $\Delta V_{NH}(t)$ é a variação de volume associado ao nó hidráulico entre dois passos consecutivos (que pode ser ignorada caso se considere o escoamento em regime permanente), $Q_{NH}(t)$ a soma dos caudais que percorrem os canais de escoamento confluentes nesse nó hidráulico e Δt é o passo de cálculo adotado no domínio hidráulico.

A pressão no instante subsequente é dada então por:

$$\Delta P_{NH}(t + \Delta t) = P_{NH}(t) + \frac{k_w}{V_{NH}(t)} Q_{NH}(t) \Delta t \quad (3.25)$$

3.4.4 Modelo hidromecânico

Na Figura 3.13 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo hidromecânico. Este modelo tem por base um esquema de acoplamento entre os modelos mecânico e hidráulico, na qual os cálculos mecânico e hidráulico são, normalmente, efetuados sequencialmente. Este acoplamento começa com o cálculo das aberturas hidráulicas ($a_{h,CE}$), com base nos deslocamentos normais das aberturas mecânicas (u_n). De seguida, são calculadas as pressões obtidas no modelo hidráulico ($P_{NH}(t + \Delta t)$), sendo estas posteriormente transferidas para o modelo mecânico e consideradas no

cálculo das forças internas das interfaces ($F_{int}^{(t+\Delta t)}$). Esta transferência de informação entre os dois modelos termina quando se atinge a convergência.

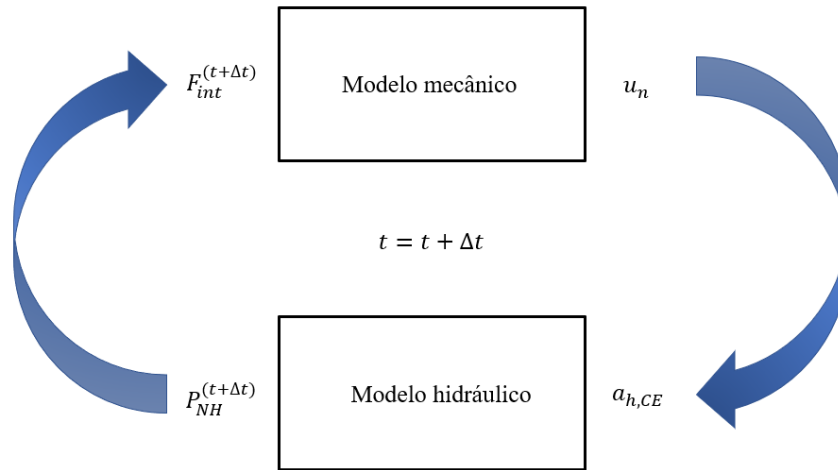


Figura 3.13 – Ciclo de cálculo hidromecânico

4 VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECÂNICO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW

Com o intuito de verificar e validar o modelo hidromecânico utilizado nesta dissertação, Parmac3D-Fflow, foi analisado o escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal de um maciço rochoso, utilizando o modelo apresentado em Farinha et al. (2018). Para tal foram utilizadas quatro malhas hexaédricas, duas de 8 nós (elementos de interface de 4 nós) com diferentes refinamentos e duas de 20 nós (elementos de interface de 8 nós), também com diferentes refinamentos.

Neste estudo, obtiveram-se resultados numéricos através da geração de diferentes malhas e utilizando o modelo hidráulico em que se admite que o escoamento se dá através de canais localizados nas arestas dos elementos de interface. Os resultados foram posteriormente comparados com a solução analítica e com os resultados obtidos por Sá (2019). A única diferença em relação ao estudo apresentado em Sá (2019) prende-se com a discretização do domínio, tendo, no estudo que aqui se apresenta, sido utilizados elementos hexaédricos.

4.1 Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

4.1.1 Geometria, propriedades mecânicas e hidráulicas

Para validar a interação entre o comportamento mecânico e o comportamento hidráulico foram utilizadas quatro malhas distintas, com uma estrutura composta por seis blocos impermeáveis, separados por três descontinuidades horizontais e duas descontinuidades verticais impermeáveis. Estes blocos de comprimento unitário, 0,5 m de largura e 0,25 m de altura foram agrupados numa estrutura de comprimento e largura/altura total de 3 m e 0,5m, respetivamente.

Foram desenvolvidos cinco modelos. Nos três primeiros modelos (Figura 4.1 a)), o peso dos blocos não é tido em conta e a diferença entre os modelos reside no fator de permeabilidade (k_{ce}) adotado nos canais de escoamento. No primeiro modelo (Modelo 1), admite-se que o fator de permeabilidade é o mesmo ao longo dos canais das três interfaces horizontais, enquanto que no segundo modelo (Modelo 2) e no terceiro modelo (Modelo 3), o fator de permeabilidade nos canais da interface central é igual ao dobro e a metade desse valor, respetivamente.

O quarto modelo (Modelo 4) apresenta um fator de permeabilidade homogéneo ao longo de todos os canais das interfaces horizontais, tendo como diferença o facto de se considerar o peso do bloco central superior, através do agravamento dos valores da aceleração gravítica (Figura 4.1 b)).

O quinto modelo (Modelo 5), representado na (Figura 4.1 c)), apresenta um acoplamento entre os modelos anteriores, tendo sido considerado o peso de todos os blocos e um coeficiente de permeabilidade no troço central igual aos adotados nos Modelos 1, 2 e 3.

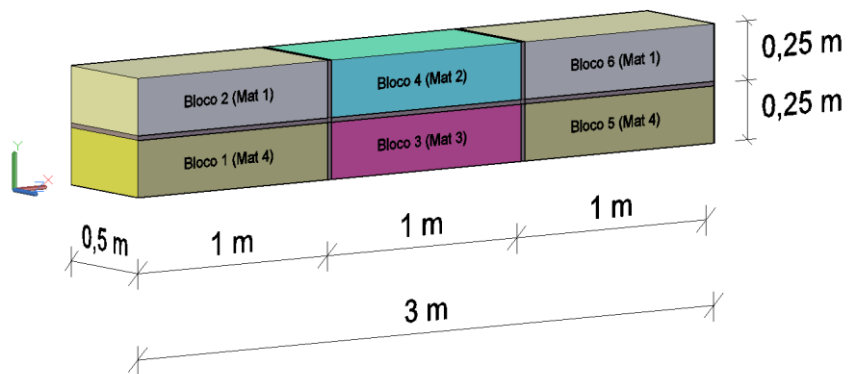
Na definição do modelo hidromecânico foram impedidos os deslocamentos e as rotações em todas as direções dos blocos 1, 3 e 5. Também foram impedidos os deslocamentos em x e as rotações em x, y e z nas faces esquerda e direita do modelo, ou seja, no lado esquerdo dos blocos 1 e 2 e na face direita dos blocos 5 e 6.

Este estudo tem como finalidade analisar a influência de dois parâmetros (k_{CE} , g) no valor dos caudais percolados nos canais de escoamento das interfaces horizontais (equação (3.6)) e, consequentemente, na distribuição das pressões da água (equação (3.24) e equação (3.25)). Numa primeira fase, após a geração do modelo e definição das propriedades mecânicas, o programa executa o cálculo hidráulico e posteriormente executa o modelo hidromecânico acoplado.

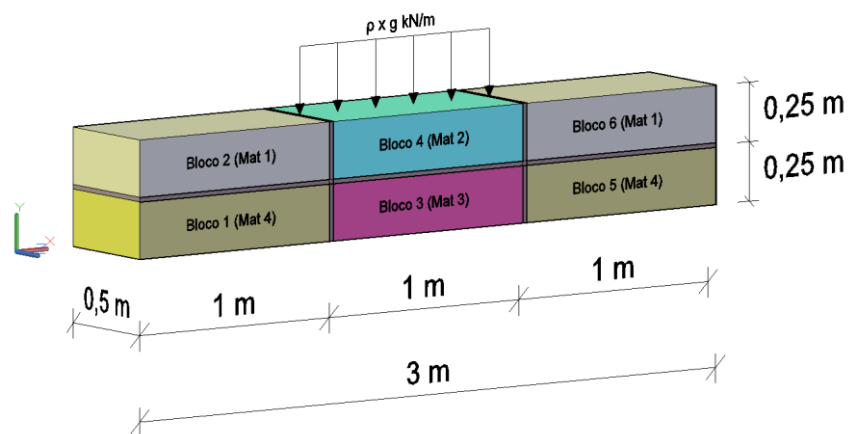
Os seis blocos e as respetivas interfaces são constituídos por um material que simula as suas características mecânicas. Apesar dos blocos terem identificações de materiais diferentes, todos apresentam as mesmas características mecânicas, como se pode ver na Tabela 4.1. O motivo de atribuir diferentes materiais a blocos com as mesmas propriedades deve-se ao facto de ser necessário identificar o material ao qual se aplica a aceleração gravítica, bem como definir o material de contacto entre blocos (interfaces) e as suas propriedades.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas dos materiais

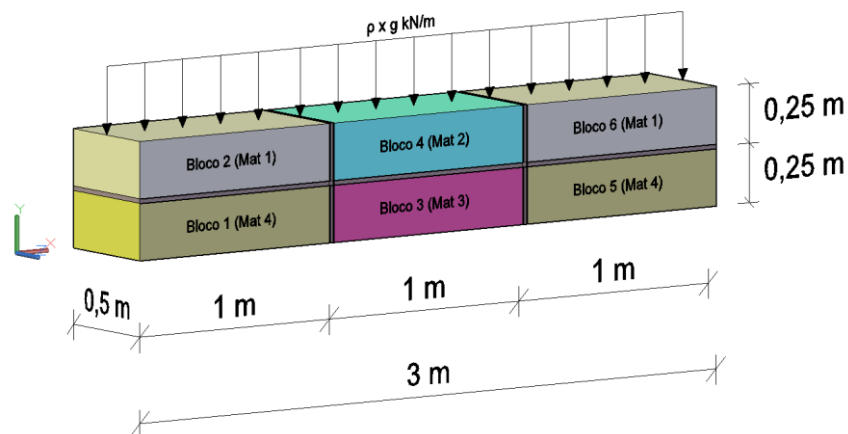
	Material 1	Material 2	Material 3	Material 4
Módulo de Young E (GPa)	20,0	20,0	20,0	20,0
Coefficiente de Poisson ν	0,20	0,20	0,20	0,20
Massa volúmica ρ (ton/m ³)	2,40	2,40	2,40	2,40



a) Modelo 1, 2 e 3



b) Modelo 4



c) Modelo 5

Figura 4.1 – Modelo geométrico

Adota-se um modelo de Mohr-Coulomb nas interfaces de ligação entre blocos. Este modelo requer a definição dos seguintes parâmetros: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (φ) e coesão (c). Na Tabela 4.2 são apresentados os valores adotados para a rigidez normal e tangencial das interfaces, que estabelece a ligação entre os blocos. Nos elementos de interface horizontais adotou-se um comportamento elástico, nos elementos de junta verticais admitiu-se que estes apenas transmitem tensões normais (coesão e ângulo de atrito nulo).

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas dos elementos de interface

Interfaces	Rigidez normal k_n (GPa/m)	Rigidez tangencial k_s (GPa/m)
Interfaces horizontais	200	80
Interfaces verticais	200	0

No modelo hidráulico, admitiu-se uma pressão na fronteira lateral esquerda de 25 MPa, equivalente a uma coluna de água de 2500 m, e uma pressão na fronteira lateral direita de 5 MPa, equivalente a uma coluna de água de 500 m. Estas pressões impostas em cada face fazem com que o escoamento da água seja dirigido da esquerda para a direita, pois, como já foi referido, a água tende a deslocar-se de zonas de maior energia para zonas de menor energia, fazendo com que a distribuição de pressões vá também diminuindo da esquerda para a direita.

Ainda no modelo hidráulico, foi necessário aplicar um fator multiplicativo (λ) à pseudo largura (w), pois, de acordo com estudos apresentados por Sá (2019), apesar da equação (3.22) permitir obter uma área total dos canais equivalente à área da interface hidráulica, o caudal escoado através destes elementos era diferente do obtido no modelo em que se admite que o escoamento se dá através de elementos de interface triangulares. Estes estudos para o modelo hidráulico permitiram concluir que é possível obter um fator multiplicativo para o qual há equivalência dos caudais escoados através de canais e através de elementos de interface. O valor obtido para o fator multiplicativo foi $\lambda=2$, adotado nesta dissertação.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam-se as propriedades hidráulicas adotadas para os canais de escoamento dos diferentes modelos estudados e na Figura 4.2 indica-se o sentido de escoamento das interfaces e o fator de permeabilidade adotado em cada uma delas. Refira-se que o fator de

permeabilidade (k_{ce}) se obtém através do coeficiente de viscosidade da água ($\mu_{\text{água}} = 1 \times 10^{-6}$ kPa.s) e é dado por:

$$k_{ce} = \frac{1}{12\mu} \quad (4.1)$$

Tabela 4.3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento

$\rho_{\text{água}}$ (ton/m ³)	k_w (GPa)	a_0 (mm)	a_{min} (mm)	a_{max} (mm)	k_{ce} Mat 1 (kPa ⁻¹ s ⁻¹)
1,0	2,2	0,0834	$\frac{1}{3} \times a_0$	$10 \times a_{min}$	$0,83 \times 10^{-5}$

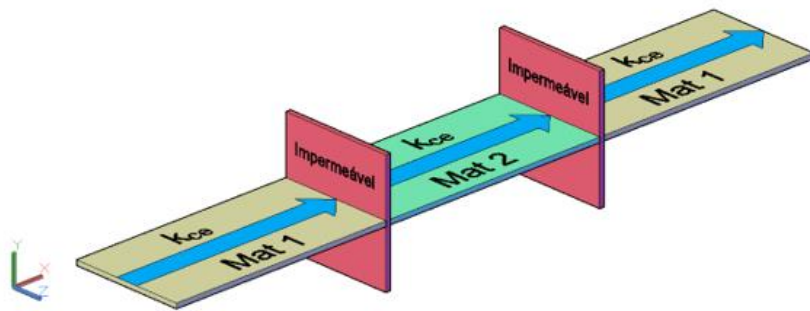
Tabela 4.4 – Coeficiente de permeabilidade dos canais de escoamento da interface central

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
k_{ce} Mat 2 (kPa ⁻¹ s ⁻¹)	$0,83 \times 10^{-5}$	$1,66 \times 10^{-5}$	$0,415 \times 10^{-5}$	$0,83 \times 10^{-5}$	$0,83 \times 10^{-5}$ $1,66 \times 10^{-5}$ $0,415 \times 10^{-5}$

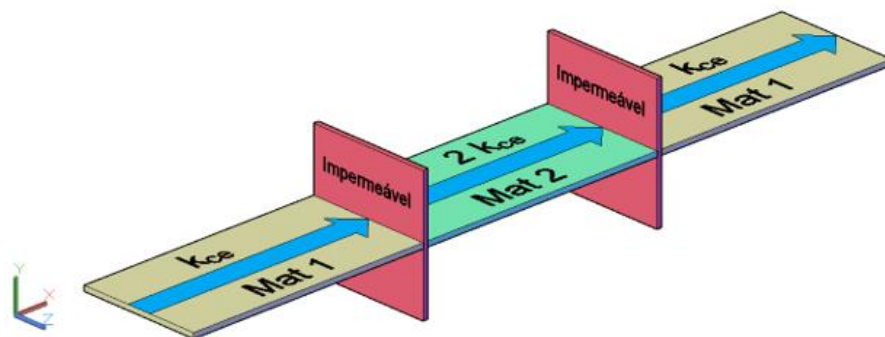
Por fim, é feito o acoplamento do modelo mecânico com o modelo hidráulico. A Tabela 4.5 apresenta as acelerações gravíticas utilizadas no cálculo dos cinco modelos. É de referir que no modelo hidráulico foi considerada uma aceleração gravítica $g=10$ m/s².

Tabela 4.5 – Acelerações gravíticas dos modelos

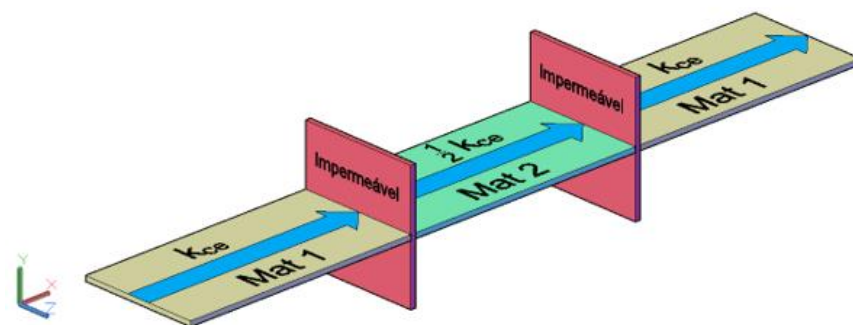
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
$g_{\text{bloco superior central}}$ (m/s ²)	0,0	0,0	0,0	10 12500 25000 50000	10,0
$g_{\text{restantes blocos}}$ (m/s ²)	0,0	0,0	0,0	0,0	10,0



a) Modelos 1, 4 e 5



b) Modelos 2 e 5

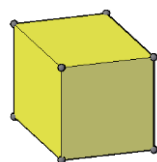


c) Modelos 3 e 5

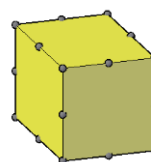
Figura 4.2 – Sentido de escoamento e fatores de permeabilidade dos canais das interfaces

4.1.2 Modelos numéricos

A discretização do domínio, como já referido, é obtida através de duas malhas de elementos hexaédricos de 8 e 20 nós (Figura 4.3), tendo-se considerado, em ambos os casos, dois tipos de refinamento (ver Tabela 4.6).



a) Elemento de 8 nós



b) Elemento de 20 nós

Figura 4.3 – Elementos hexaédricos

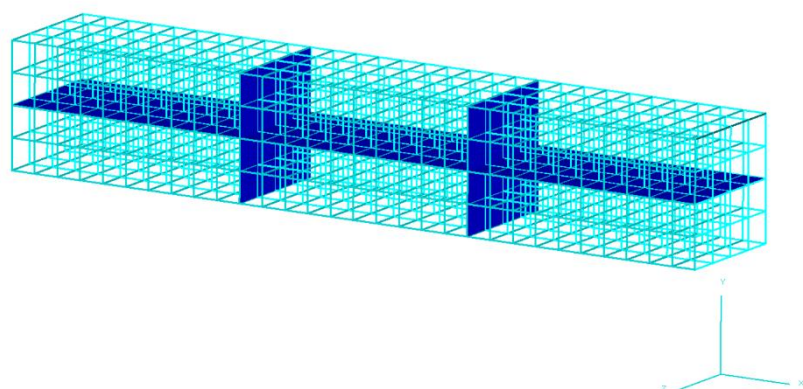
Tabela 4.6 – Dimensão dos elementos hexaédricos

Número de nós	Malha	Comprimento (x) (m)	Altura (y) (m)	Largura (z) (m)
8	Malha 8Na	0,10	0,125	0,125
	Malha 8Nb	0,05	0,0625	0,0625
20	Malha 20Na	0,10	0,125	0,125
	Malha 20Nb	0,05	0,0625	0,0625

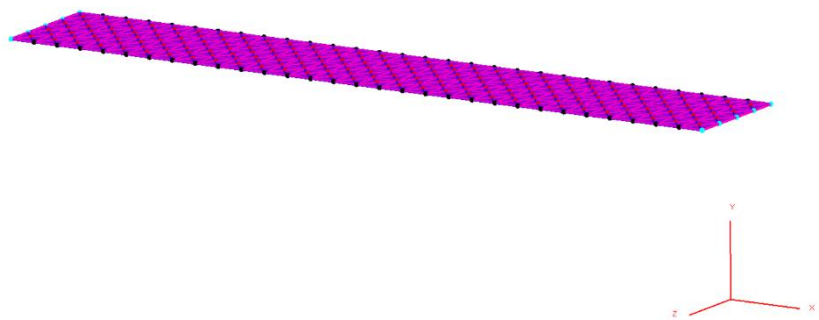
Na Tabela 4.7 apresentam-se as características das quatro malhas. Nas Figuras 4.4 e 4.5 podem observar-se, respetivamente, o modelo mecânico e o modelo hidráulico da malha 8Na e da malha 20Na.

Tabela 4.7 – Características das malhas do modelo mecânico e do modelo hidráulico

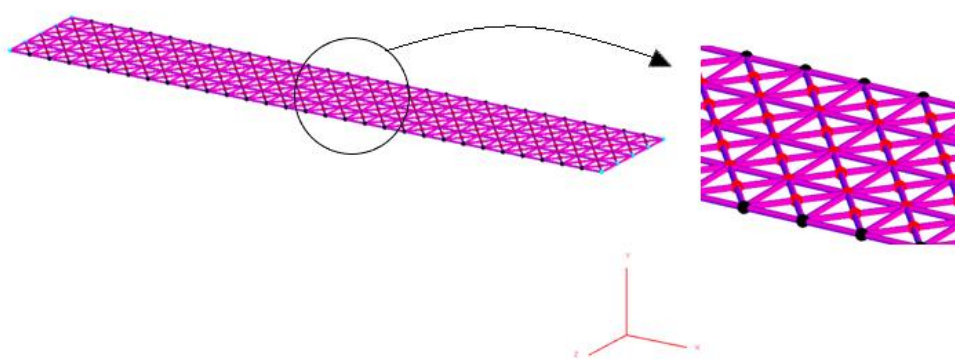
Malha	Modelo mecânico				Modelo hidráulico		
	Número de elementos hexaédricos	Número de pontos nodais	Número de slave nodes	Número de elementos de interface triangulares	Número de nós hidráulicos	Número de interfaces hidráulicas	Número de canais de escoamento
8Na	480	2286	480	608	275	480	1440
8Nb	3840	11478	2544	2432	1029	1920	5760
20Na	480	4638	480	1216	549	960	2880
20Nb	3840	26454	2544	4864	2057	3840	11520



a) Modelo mecânico

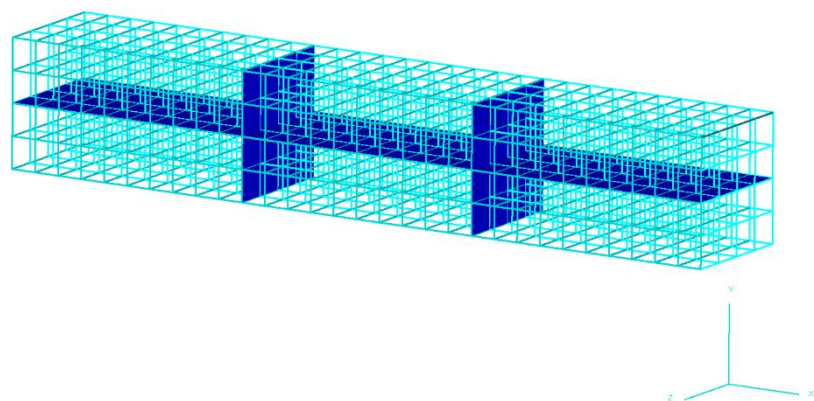


b) Modelo hidráulico

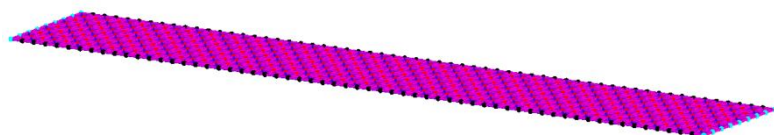


c) Canais de escoamento do modelo hidráulico

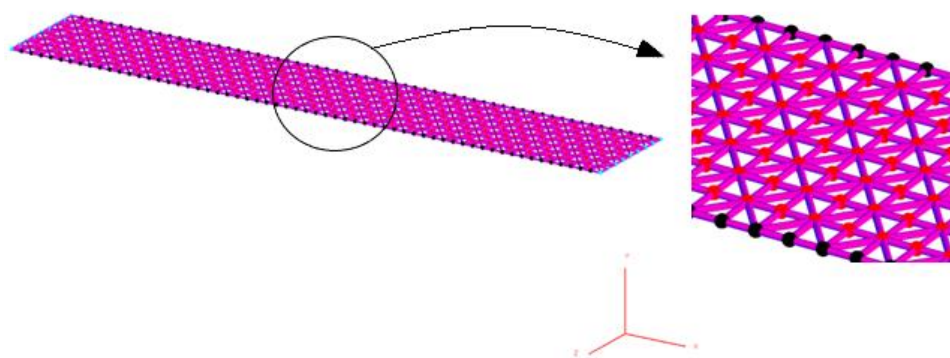
Figura 4.4 – Modelo numérico da malha 8Na



a) Modelo mecânico



b) Modelo hidráulico



c) Canais de escoamento do modelo hidráulico

Figura 4.5 – Modelo numérico da malha 20Na

4.1.3 Análise de resultados

Com o intuito de validar os cálculos obtidos a partir do módulo computacional Parmac3D-Fflow, foram analisados os resultados numéricos obtidos relativos às pressões, aberturas hidráulicas e caudais nos canais de escoamento.

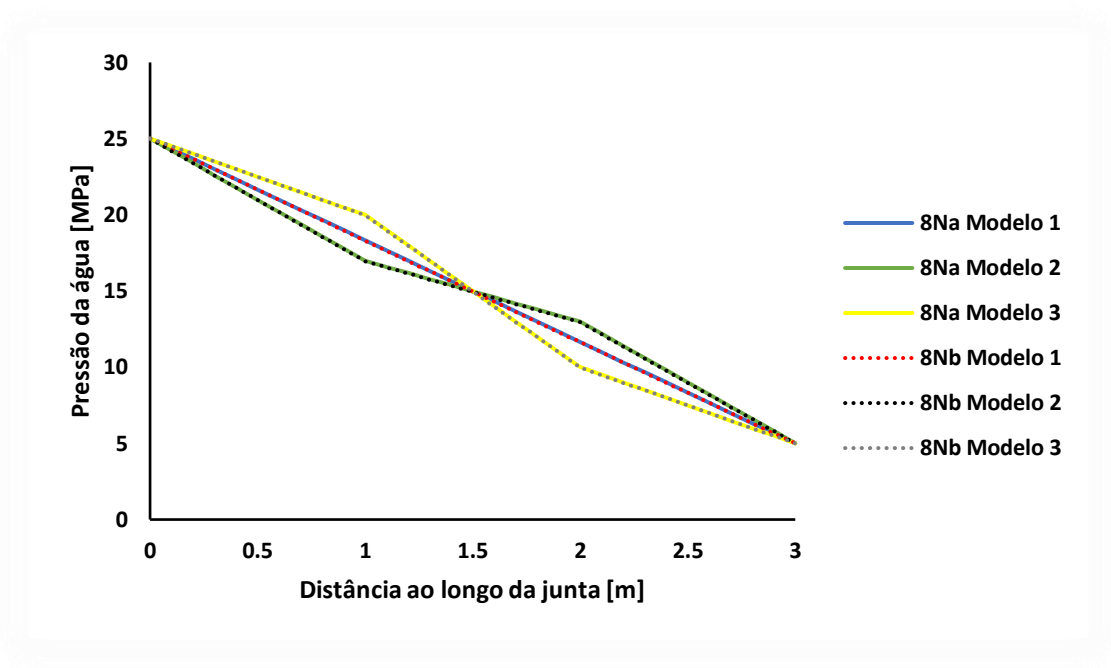
4.1.3.1 *Influência do coeficiente de permeabilidade*

Na Figura 4.6 apresentam-se os valores de pressão de água ao longo da junta horizontal para os Modelos 1, 2 e 3, onde o peso dos blocos não foi tido em consideração e as propriedades hidráulicas indicadas na Figura 4.2 têm os valores apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4. Os resultados obtidos permitem verificar que a pressão diminui de forma linear ao longo da junta, apresentando o valor das pressões impostas que, como já referido, é igual a 25 MPa na extremidade lateral esquerda e 5 MPa na extremidade lateral direita.

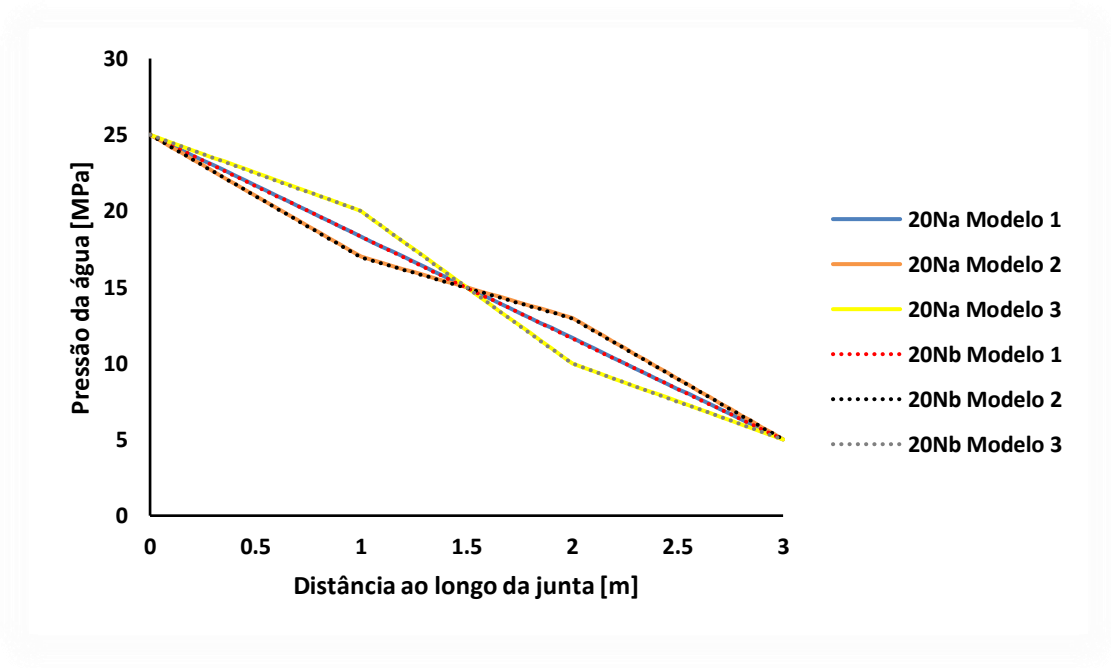
A variação linear está relacionada com o facto de não ter sido considerado o peso próprio dos blocos. Isto faz com que a permeabilidade do meio se encontre livre de tensões impostas por solicitações exteriores, fazendo com que as aberturas hidráulicas sejam constantes ($a_h = a_0$) e os deslocamentos normais das descontinuidades sejam nulos.

Analizando os gráficos, pode inferir-se que, para todas as malhas, as pressões obtidas são similares. No Modelo 1, a pressão da água diminui linearmente e de forma constante ao longo da descontinuidade. Nos Modelos 2 e 3, verifica-se que existe uma diminuição contínua sem ser constante, isto porque foi adotado um valor diferente do coeficiente de permeabilidade na interface entre os blocos centrais. No Modelo 2 foi usado o dobro do coeficiente de permeabilidade do Modelo 1 no troço central, pelo que o decréscimo da pressão é menor nesse troço. O oposto acontece no Modelo 3, em que foi considerado metade do coeficiente de permeabilidade do Modelo 1 no troço central, verificando-se, portanto, uma perda de pressão maior nesse troço.

Na Tabela 4.8 são comparados os valores dos caudais obtidos através dos canais de escoamento para os três modelos. É de referir que os cálculos foram efetuados considerando o fator multiplicativo $\lambda=2$.



a) Malhas de 8 nós



b) Malhas de 20 nós

Figura 4.6 – Distribuição de pressões ao longo da descontinuidade horizontal, para $g=0 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface central (Modelos 1, 2 e 3)

Tabela 4.8 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $g=0 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface central (Modelos 1, 2 e 3)

Caudal (m^3/s)	8Na	8Nb	20Na	20Nb
Modelo 1	$1,35 \times 10^{-4}$	$1,35 \times 10^{-4}$	$1,35 \times 10^{-4}$	$1,35 \times 10^{-4}$
Modelo 2	$1,63 \times 10^{-4}$	$1,63 \times 10^{-4}$	$1,63 \times 10^{-4}$	$1,63 \times 10^{-4}$
Modelo 3	$1,02 \times 10^{-4}$	$1,02 \times 10^{-4}$	$1,02 \times 10^{-4}$	$1,02 \times 10^{-4}$

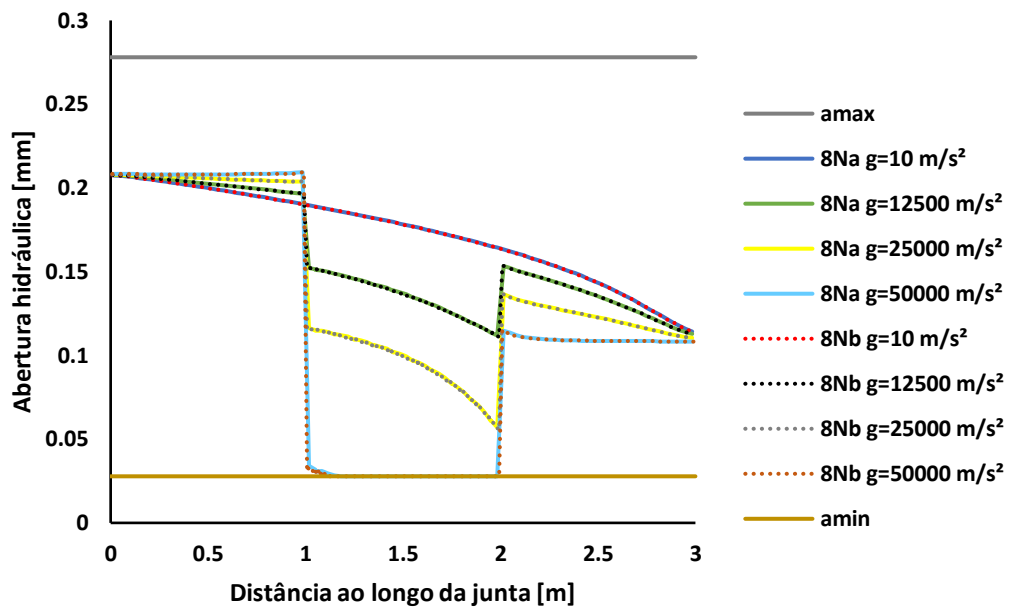
Da análise da tabela anterior, pode concluir-se, como seria de esperar, que, quanto maior o fator de permeabilidade da junta, maior será o caudal escoado. O contrário acontece no Modelo 3, em que se considerou metade do coeficiente de permeabilidade do Modelo 1. Na situação analisada, e tomando o Modelo 1 como referência, verifica-se que o caudal que se obtém com o Modelo 2 é 20,7% superior e o que se obtém com o Modelo 3 é 24,4% inferior.

4.1.3.2 Influência do aumento da carga vertical

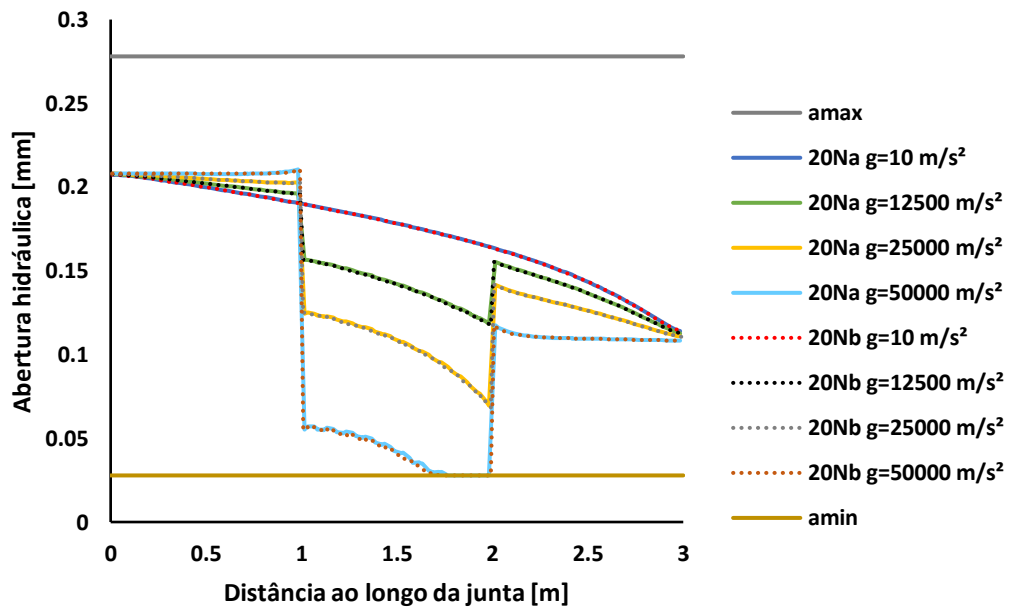
De forma a analisar a influência do peso dos blocos, foi utilizado o Modelo 4. Neste modelo, considerando um incremento da aceleração gravítica no bloco superior central e mantendo constante o coeficiente de permeabilidade ao longo das descontinuidades horizontais, é analisado como variam as aberturas mecânicas e, consequentemente, as aberturas hidráulicas e pressões. Os valores adotados para o coeficiente de permeabilidade e para as acelerações gravíticas podem ser consultados nas Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5.

O acréscimo de carga no bloco central superior tem como consequência uma diminuição da abertura mecânica do troço central da descontinuidade que, por sua vez, origina uma diminuição da abertura hidráulica pois, como já referido, a abertura hidráulica é obtida em função da abertura mecânica. Na Figura 4.7 pode observar-se como o valor da abertura hidráulica varia bruscamente de modo a garantir a continuidade nas interfaces horizontais.

Da Figura 4.7 conclui-se que, tal como esperado, quanto maior for a carga vertical aplicada menor será a abertura mecânica e consequentemente a abertura hidráulica. Verifica-se também que a abertura hidráulica nunca se anula, tendo sido definido um valor mínimo (a_{min}), pois, na realidade, devido à rugosidade das paredes das descontinuidades, há sempre alguma água que passa, por mais comprimida que se encontre a descontinuidade.



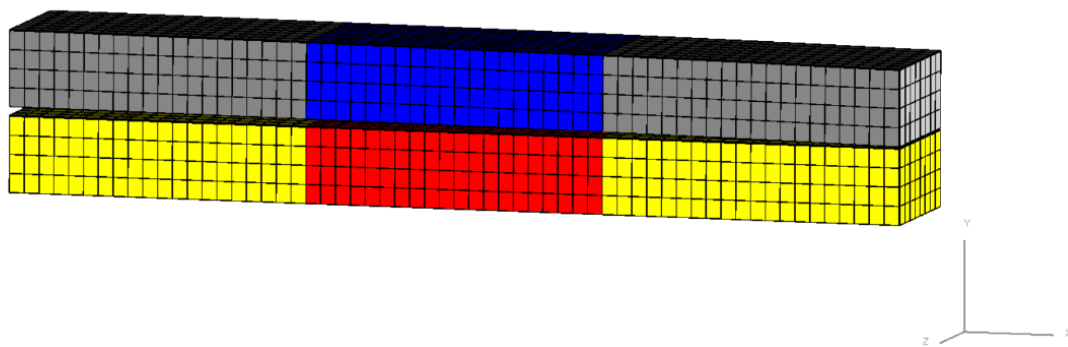
a) Malhas de 8 nós



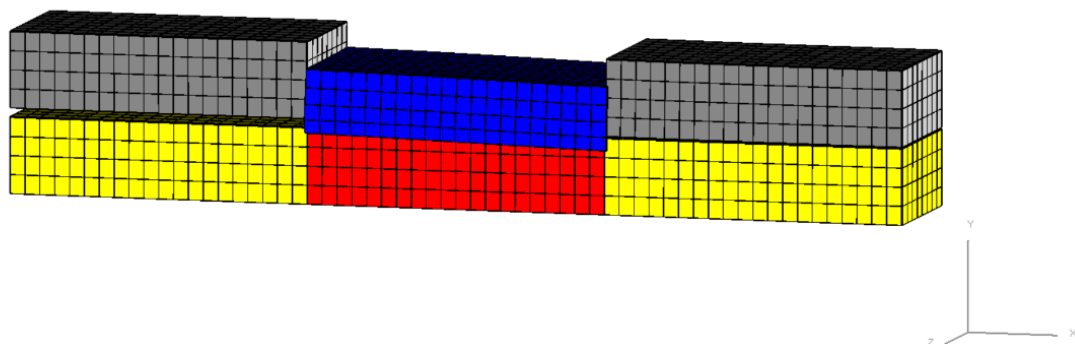
b) Malhas de 20 nós

Figura 4.7 – Variação das aberturas hidráulicas ao longo da descontinuidade, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4)

Através da análise e comparação dos gráficos verifica-se que com as malhas 8Na e 8Nb, conforme a aceleração gravítica considerada, se obtêm valores equivalentes de aberturas hidráulicas. O mesmo acontece com as malhas 20Na e 20Nb. Comparando os resultados obtidos com as malhas de 8 nós e as malhas de 20 nós, observa-se que as malhas de 8 nós apresentam maiores reduções de aberturas hidráulicas. Isto deve-se ao facto de as malhas de 8 nós apresentarem um comportamento mais próximo do de um corpo rígido (Figura 4.8). A discretização de 20 nós torna o bloco central mais flexível, apresentando uma ligeira curvatura por encaixe nos blocos vizinhos (Figura 4.9) que origina uma resposta mecânica diferente.

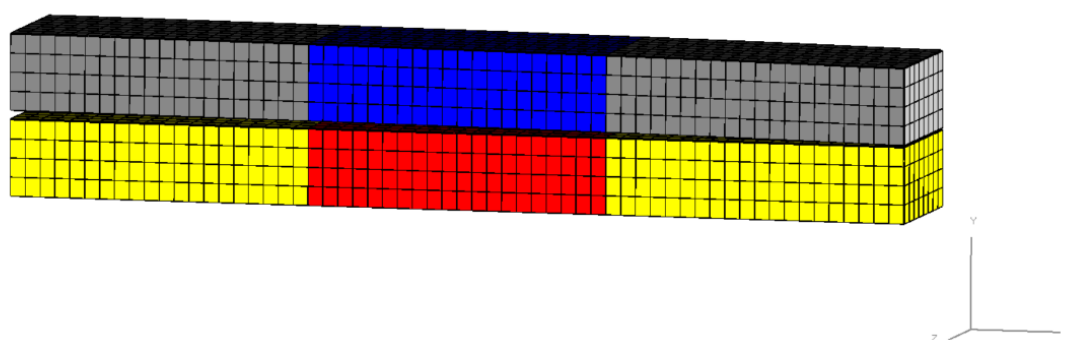


a) Aceleração gravítica de 10 m/s²

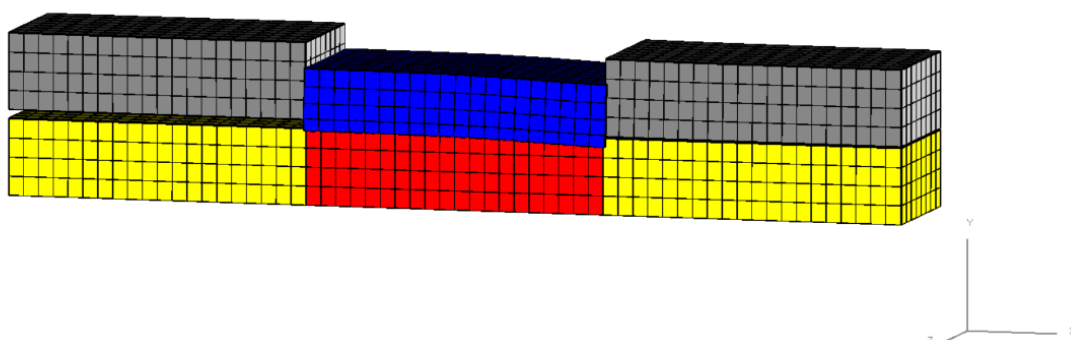


b) Aceleração gravítica de 50000 m/s²

Figura 4.8 – Deformada da malha 8Nb (ampliada 250 vezes)



a) Aceleração gravítica de 10 m/s^2

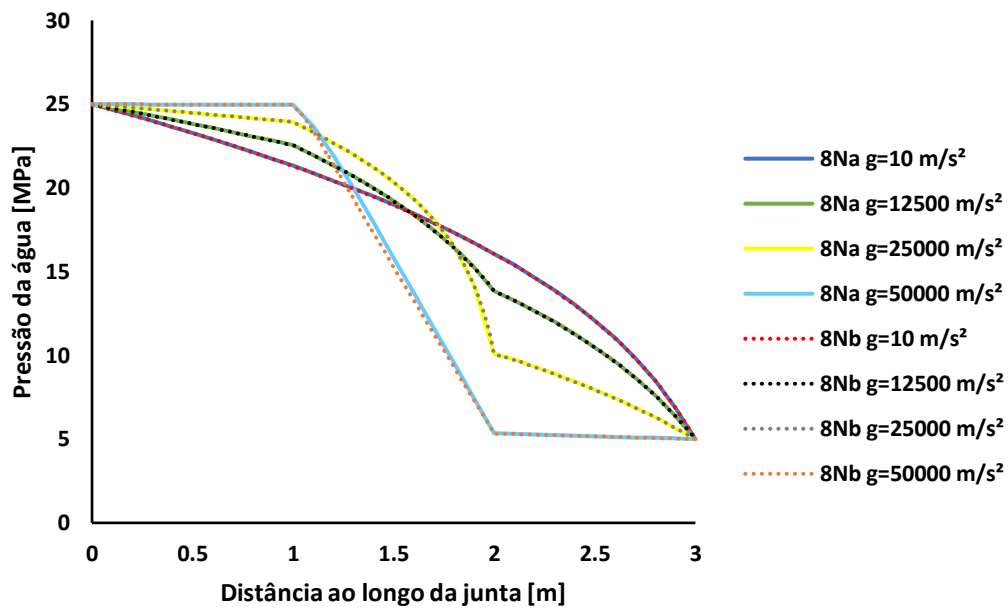


b) Aceleração gravítica de 50000 m/s^2

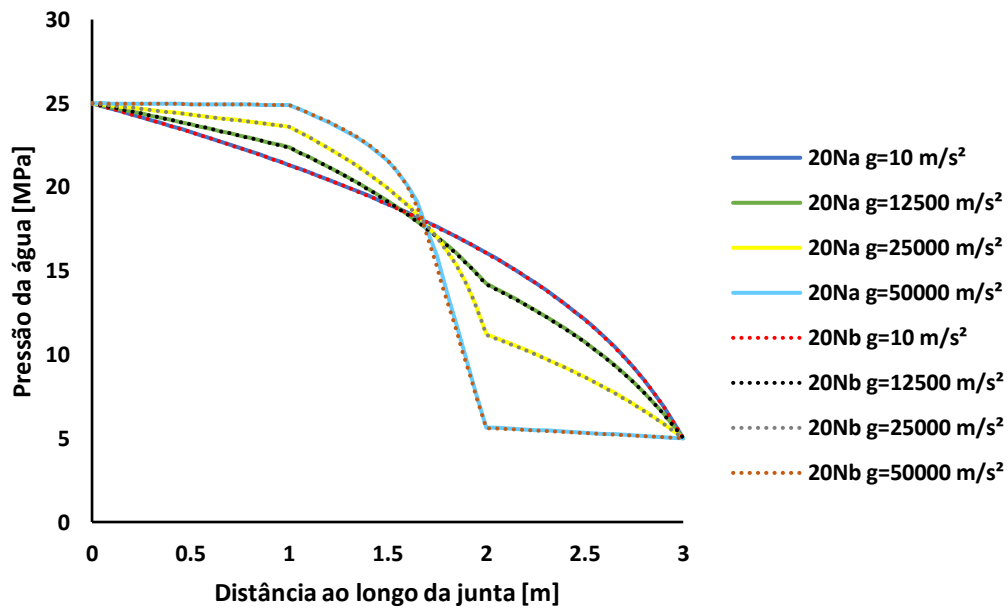
Figura 4.9 – Deformada da malha 20Nb (ampliada 250 vezes)

Por sua vez, o acréscimo da carga vertical, e a consequente diminuição das aberturas provoca uma redução de pressão no troço central, sendo esta mais abrupta quanto maior a carga vertical aplicada. Na Figura 4.10 pode observar-se a variação da pressão com o aumento de carga, para as malhas adotadas. É de referir que, para $g=50000 \text{ m/s}^2$ no troço central esta diminuição é linear, devido ao facto de se ter atingido a abertura hidráulica mínima.

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores dos caudais escoados pelos canais do Modelo 4 para todas as malhas utilizadas. Verifica-se, como seria de esperar, que quanto maior a aceleração gravítica considerada menor é o caudal escoado, e que este nunca se anula por maior que seja a carga vertical adotada por existir sempre uma abertura hidráulica mínima.



a) Malhas de 8 nós



b) Malhas de 20 nós

Figura 4.10 – Variação das pressões ao longo da descontinuidade, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4)

Tabela 4.9 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ e diferentes valores da aceleração gravítica (Modelo 4)

Malha	Caudal (m^3/s)			
	$g=10 \text{ m/s}^2$	$g=12500 \text{ m/s}^2$	$g=25000 \text{ m/s}^2$	$g=50000 \text{ m/s}^2$
8Na	$1,02 \times 10^{-3}$	$7,11 \times 10^{-4}$	$3,22 \times 10^{-4}$	$1,59 \times 10^{-5}$
8Nb	$1,02 \times 10^{-3}$	$7,11 \times 10^{-4}$	$3,22 \times 10^{-4}$	$1,58 \times 10^{-5}$
20Na	$1,02 \times 10^{-3}$	$7,57 \times 10^{-4}$	$4,19 \times 10^{-4}$	$3,04 \times 10^{-5}$
20Nb	$1,02 \times 10^{-3}$	$7,56 \times 10^{-4}$	$4,18 \times 10^{-4}$	$2,93 \times 10^{-5}$

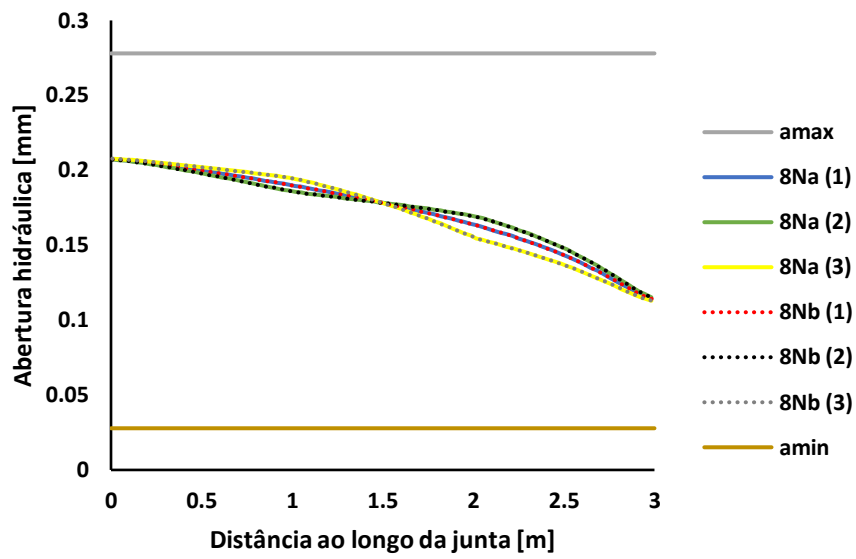
4.1.3.3 *Influência do coeficiente de permeabilidade quando se considera o peso dos blocos*

O Modelo 5 foi utilizado para analisar o modo como variam os resultados das aberturas mecânicas, e consequentemente as aberturas hidráulicas e pressões, para diferentes coeficientes de permeabilidade, no caso em que se tem em consideração o peso dos blocos.

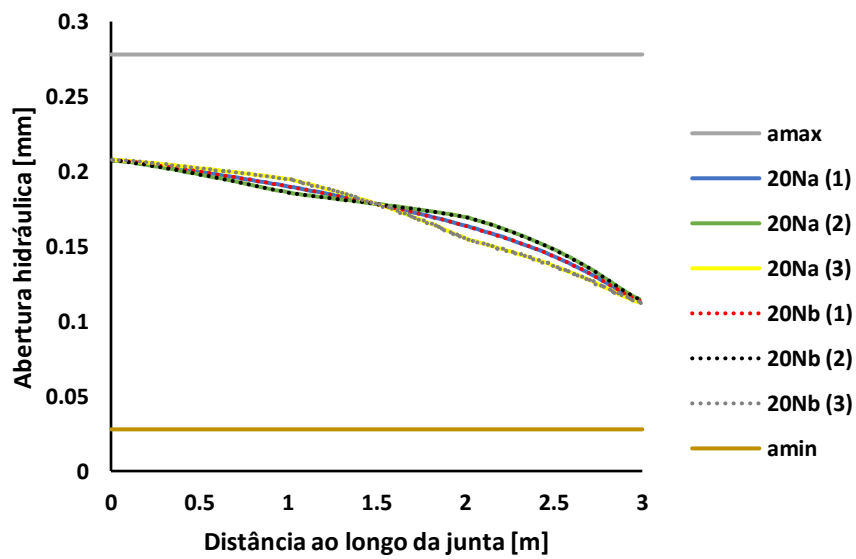
Neste modelo os coeficientes de permeabilidade adotados são idênticos aos usados nos Modelos 1, 2 e 3, ou seja, os valores dos coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento das interfaces horizontais do Material 1 (interfaces horizontais laterais) mantêm-se constantes ($k_{ce} \text{ Mat 1}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$), enquanto que nos canais de escoamento da interface horizontal do Material 2 (interface horizontal central), o valor do coeficiente de permeabilidade pode manter-se constante ($k_{ce} \text{ Mat 2}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$), adotar o dobro ($k_{ce} \text{ Mat 2}=1,66 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$) ou metade ($k_{ce} \text{ Mat 2}=0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$) desse valor.

Na Figura 4.11 pode observar-se como o valor da abertura hidráulica varia de modo a garantir a continuidade nas interfaces horizontais. Através da análise e comparação dos gráficos da Figura 4.11, verifica-se que todas as malhas, dependendo do coeficiente de permeabilidade apresentam valores equivalentes de aberturas hidráulicas. Observa-se também que, como seria de esperar, quando se assume um coeficiente de permeabilidade e uma aceleração gravítica constante, a redução de abertura hidráulica é também constante e curva, visto ter sido considerado o peso próprio dos blocos.

O mesmo não acontece quando se adotam valores de permeabilidade diferentes no troço central, sendo que, quando se adota o dobro do valor considerado nas interfaces de extremidade, esta tem uma redução menor de aberturas hidráulicas no troço central. O contrário ocorre quando a permeabilidade é reduzida para metade, ou seja, a redução de aberturas hidráulicas neste troço é maior.



a) Malhas de 8 nós



b) Malhas de 20 nós

(1) k_{ce} Mat 2 = $0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ (2) k_{ce} Mat 2 = $1,66 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ (3) k_{ce} Mat 2 = $0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$

Figura 4.11 – Variação das aberturas hidráulicas ao longo da descontinuidade, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5)

De seguida, apresentam-se na Tabela 4.10 e na Figura 4.12, respetivamente, os caudais que percorrem os canais das interfaces hidráulicas e as distribuições de pressões ao longo da descontinuidade.

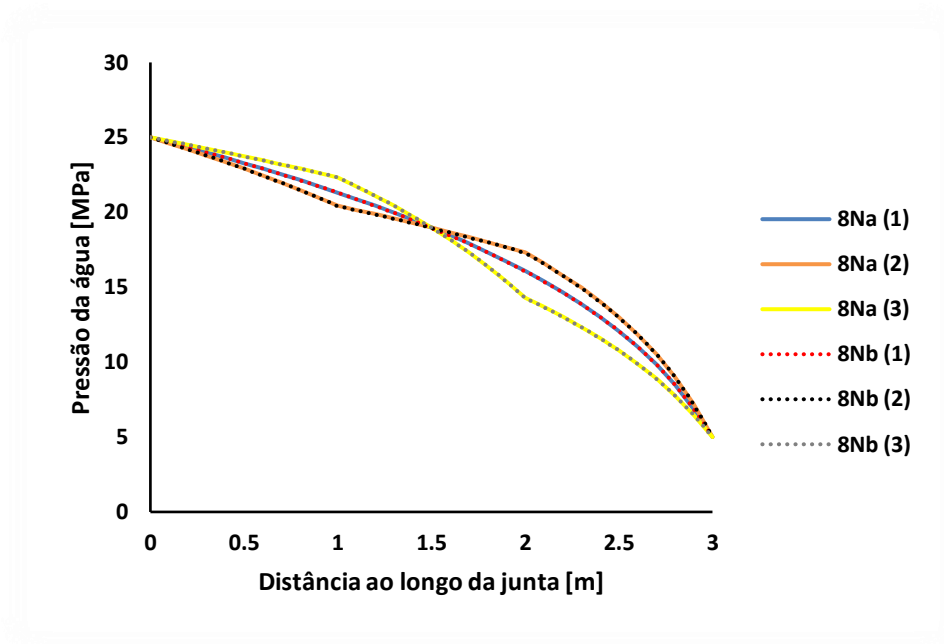
Conforme concluído anteriormente, também aqui se observa, como seria de esperar, que as reduções de aberturas hidráulicas estão diretamente relacionadas com as reduções de pressões.

As curvas dos gráficos de variação da pressão da água ao longo da descontinuidade horizontal têm um andamento parecido com as de variação da abertura hidráulica, verificando-se que quando a permeabilidade do troço central é superior a redução de pressões nesse troço é menor. Quando se considera uma permeabilidade inferior no troço central a redução de pressões é mais acentuada.

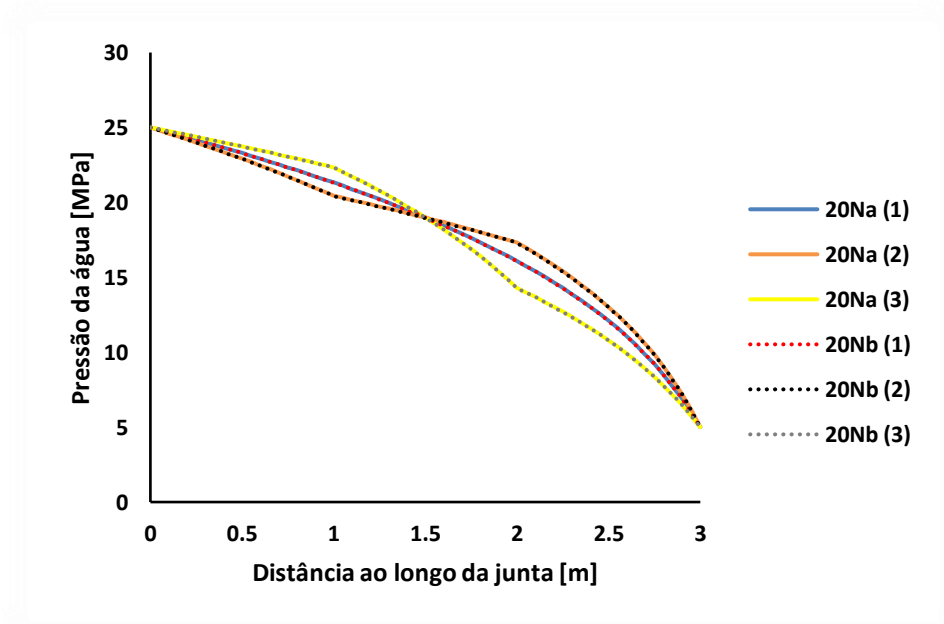
Os caudais, assim como as distribuições de aberturas hidráulicas e pressões, apresentam valores equivalentes entre malhas, sendo os caudais superiores quando se considera o dobro da permeabilidade no troço central e inferiores quando se considera metade. Na situação analisada, e tomando como referência o caudal onde o coeficiente de permeabilidade é constante, verifica-se que o caudal que se obtém com o dobro desse valor é 19,6% superior e o que se obtém com metade desse valor é 25% inferior.

Tabela 4.10 – Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5)

Malha	Caudal (m^3/s)		
	$k_{ce}=0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$	$k_{ce}=1,66 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$	$k_{ce}=0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$
8Na	$1,02 \times 10^{-3}$	$1,22 \times 10^{-3}$	$7,65 \times 10^{-4}$
8Nb	$1,02 \times 10^{-3}$	$1,22 \times 10^{-3}$	$7,65 \times 10^{-4}$
20Na	$1,02 \times 10^{-3}$	$1,22 \times 10^{-3}$	$7,65 \times 10^{-4}$
20Nb	$1,02 \times 10^{-3}$	$1,22 \times 10^{-3}$	$7,65 \times 10^{-4}$



a) Malhas de 8 nós



b) Malhas de 20 nós

(1) k_{ce} Mat 2 = $0,83 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ (2) k_{ce} Mat 2 = $1,66 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$ (3) k_{ce} Mat 2 = $0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}\text{s}^{-1}$

Figura 4.12 – Variação das pressões ao longo da descontinuidade, para $g=10 \text{ m/s}^2$ e diferentes coeficientes de permeabilidade nos canais de escoamento da interface horizontal central (Modelo 5)

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DA FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM ARCO-GRAVIDADE

No estudo que se apresenta, e de forma a analisar o comportamento hidromecânico da fundação de uma barragem, utilizou-se, como já referido, a geometria da barragem de Ribeiradio. As propriedades geométricas desta barragem são apresentadas no subcapítulo 2.6.1.

5.1 Modelo numérico

5.1.1 Modelo mecânico

A Figura 5.1 apresenta o modelo numérico tridimensional de elementos finitos da barragem de Ribeiradio, desenvolvido no LNEC (Oliveira et al., 2014). A malha da fundação é gerada a partir da superfície de inserção da barragem (superfície de contacto da barragem com a fundação). Neste modelo, o eixo x aponta para a margem direita, o eixo y (vertical) aponta para cima e o eixo z aponta para montante. No referencial adotado, o coroamento da barragem situa-se à cota $y = 112$ m e a fundação no eixo do vale, entre as cotas $y = -75$ m e $y = 25$ m, as fronteiras laterais nos planos $x = -232,53$ m e $x = 216,32$ m, e as fronteiras de montante e jusante nos planos $z = -129,65$ m e $z = 117,6$ m, respetivamente. Como condições de fronteira, considera-se que são permitidos deslocamentos em x e em y nas fronteiras de montante e jusante da fundação e deslocamentos em y e em z nas fronteiras esquerda e direita da fundação. Todos os restantes deslocamentos e rotações da base e das fronteiras laterais encontram-se impedidos.

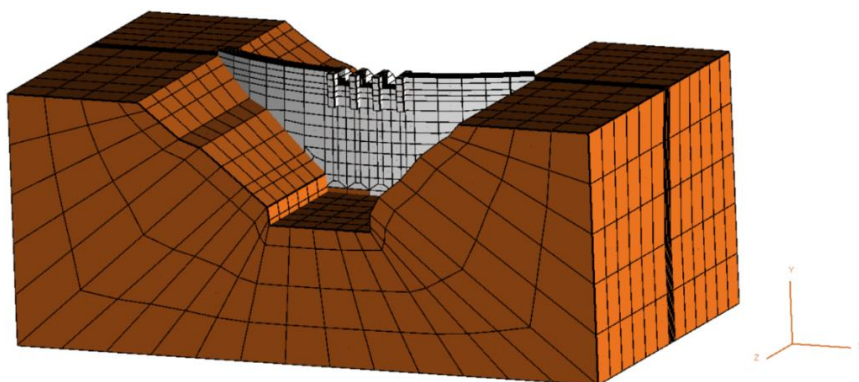
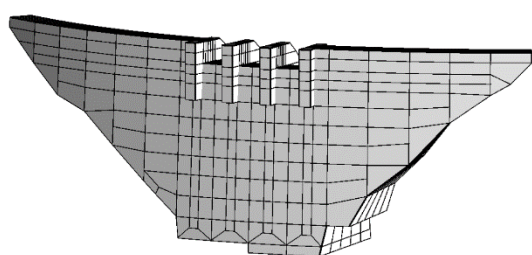


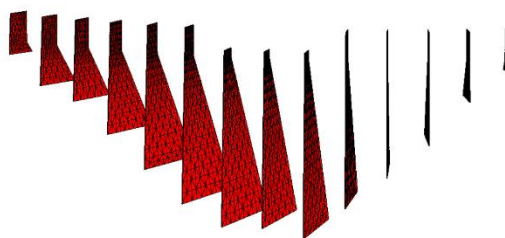
Figura 5.1 – Vista de montante do modelo numérico tridimensional da barragem de Ribeiradio

De acordo com as características da barragem de Ribeiradio, esta deveria apresentar 17 blocos verticais separados por 16 juntas de contração (Figura 2.17), mas devido às reduzidas dimensões dos blocos 15.1, 15.2 e 15.3 (margem direita) simplificou-se o modelo considerando estes blocos como um único, reduzindo o modelo para 15 blocos separados por 14 juntas de contração.

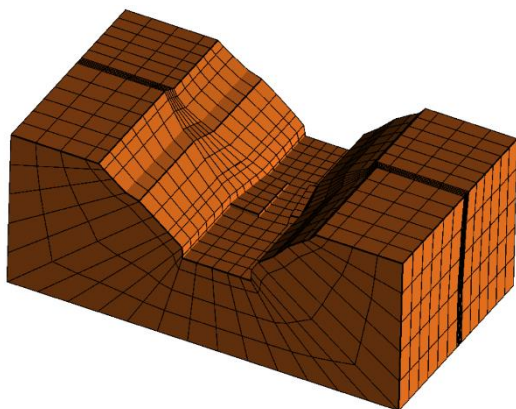
A Figura 5.2 mostra o modelo mecânico da malha adotada (elementos hexaédricos de 20 nós) para o estudo hidromecânico da fundação da barragem de Ribeiradio. Neste modelo, a barragem é composta por 1119 blocos hexaédricos (Figura 5.2 a)), 4600 interfaces triangulares (Figura 5.2 b)) e 10872 pontos nodais. Por sua vez, a fundação é composta por 1584 blocos hexaédricos (Figura 5.2 c)) e a ligação barragem/fundação por 920 interfaces triangulares (Figura 5.2 d)) e 10124 pontos nodais.



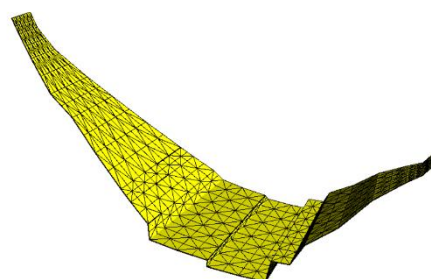
a) Blocos do corpo da barragem



b) Elemento de junta betão/betão



c) Blocos do maciço rochoso de fundação



d) Elemento de junta betão/fundação

Figura 5.2 – Discretização do modelo mecânico

A geometria do modelo que se apresenta foi utilizada em todos os modelos numéricos estudados. As propriedades mecânicas do betão da barragem e do maciço rochoso da fundação encontram-se indicadas na Tabela 5.1. Neste estudo não foi simulada a cortina de impermeabilização. É de referir que a aceleração gravítica adotada neste estudo foi de 10 m/s^2 .

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas dos materiais

	Módulo de Young E (GPa)	Coefficiente de Poisson ν	Massa volúmica ρ (ton/m ³)	Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_{ct} (MPa)
Betão da barragem	20,0	0,20	2,40	20,0	2,0
Maciço rochoso	5,0	0,20	2,70	20,0	2,0

De seguida apresentam-se na Tabela 5.2 os valores adotados para os parâmetros de rigidez normal e rigidez tangencial das ligações entre blocos das descontinuidades betão/betão (juntas de contração) e na interface da ligação barragem/fundação. Nas juntas de contração adotou-se um modelo de Mohr-Coulomb com coesão nula e um ângulo de atrito de 45°. Na ligação barragem/fundação adotou-se, no método da redução de resistência, um modelo de Mohr-Coulomb com coesão nula e ângulo de atrito inicial de 45°, e no método de amplificação de cargas, adotou-se um modelo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite de 2.0 MPa, uma coesão de 2.0 MPa e um ângulo de atrito de 45°.

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas dos elementos de junta

	Rigidez normal k_n (GPa/m)	Rigidez tangencial k_s (GPa/m)
Betão/betão	40,0	16,0
Barragem/fundação	10,0	4,0

5.1.2 Modelo hidráulico

No modelo hidráulico, definido a partir do modelo mecânico, admite-se que as juntas de contração são impermeáveis e que o escoamento se processa apenas pela ligação barragem/fundação. Nesta superfície há 517 nós hidráulicos e 920 interfaces hidráulicas, e o escoamento faz-se através de 2760 canais de escoamento (Figura 5.3).

Na Figura 5.3 é possível identificar as condições de fronteira do modelo hidráulico: os nós hidráulicos representados a preto correspondem às zonas de permeabilidade nula, localizadas nas margens esquerda e direita da superfície da fundação. Os nós hidráulicos representados a azul, localizados nas linhas de fronteira de montante e de jusante da superfície de inserção, representam os pontos onde foi imposta a pressão hidrostática, igual a, respetivamente, uma pressão hidrostática equivalente ao NMC (situado à cota 110,00 m) e uma pressão hidrostática nula (admite-se que a jusante da barragem a água se encontra à cota do terreno).

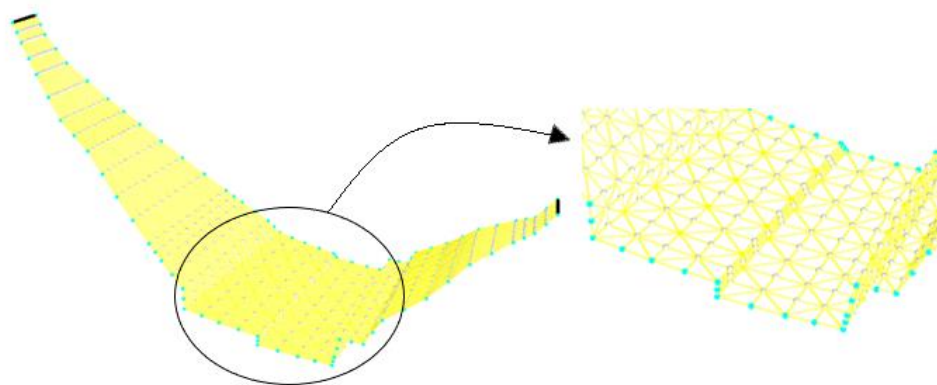


Figura 5.3 – Interfaces hidráulicas e canais de escoamento na ligação barragem/fundação

A Tabela 5.3 apresenta as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento. É de referir que de acordo com o subcapítulo 4.1.1, foi usado um fator de multiplicativo $\lambda = 2$.

Tabela 5.3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento

	$\rho_{\text{água}}$ (ton/m ³)	$g_{\text{água}}$ (m/s ²)	k_w (GPa)	a_0 (mm)	a_{\min} (mm)	a_{\max} (mm)	k_{ce} (KPa ⁻¹ s ⁻¹)
Canais de escoamento barragem/fundação	1,0	10,0	2,2	0,0834	$\frac{1}{3} a_0$	$5 \times a_{\min}$	$0,83 \times 10^{-5}$

No modelo hidráulico foram consideradas duas situações distintas:

- i) fundação da obra com cortina de drenagem inoperacional (sem drenagem);
- ii) fundação da obra com cortina de drenagem operacional (com drenagem).

A cortina de drenagem foi simulada através da imposição de um valor de pressão na linha de drenagem equivalente a um terço da pressão no pé de montante. Devido ao facto da barragem apresentar menor espessura nas margens do que no fundo do vale, a distância da cortina de drenagem ao paramento de montante é variável ao longo da inserção da barragem. A barragem foi dividida na sua espessura em 5 blocos de igual espessura em cada secção transversal. Na Figura 5.4 é visível a diferença de espessura entre os blocos das margens e os blocos do fundo do vale.

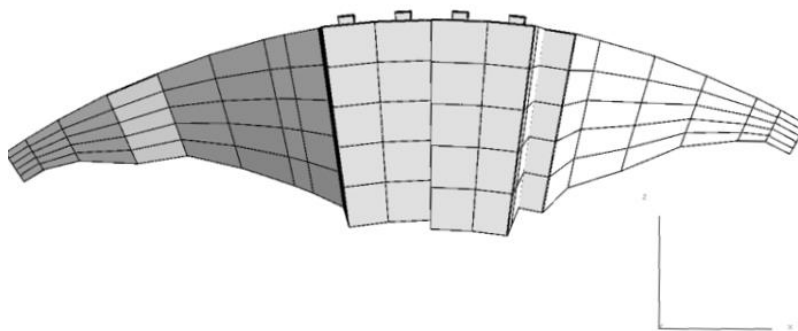


Figura 5.4 – Divisão da barragem pela espessura na superfície de inserção

Esta diferença de espessuras ao longo da inserção levou a que, neste trabalho, se tenham considerado duas localizações diferentes para a cortina de drenagem, esquematizadas na Figura 5.5, pois não foi possível fazer coincidir os nós da malha com a localização exata da cortina de drenagem da barragem de Ribeiradio. Assim, a drenagem foi simulada admitindo que a cortina de drenagem D1 se encontra a uma distância mínima de 0,88 m do paramento de montante na margem direita e a uma distância máxima de 6.53 m no fundo do vale, ou admitindo cerca do dobro destas distâncias para a cortina de drenagem D2.

Na realidade, a cortina de drenagem da barragem encontra-se a uma distância do paramento de montante intermédia entre da cortina D1 e a da cortina D2. Note-se que a Figura 5.5 é apenas representativa do posicionamento da cortina de drenagem, ou seja, quando se considera, nos modelos numéricos, que a cortina de drenagem se encontra operacional, opta-se pela simulação da cortina de drenagem D1 ou da cortina de drenagem D2 (nunca das duas cortinas em simultâneo).

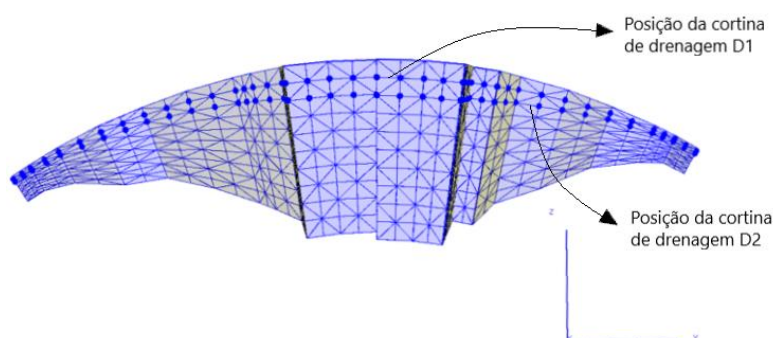


Figura 5.5 – Posicionamento da cortina de drenagem

5.2 Sequência das análises

5.2.1 Estado inicial de tensão do maciço de fundação

Na primeira fase da análise numérica calcula-se o estado inicial de tensão do maciço rochoso. Considera-se a situação em que a superfície de inserção já está perfeitamente definida, após os trabalhos de saneamento, mas ainda não se iniciou a construção da barragem. No final desta primeira fase de cálculo obtém-se um estado de tensão do maciço em equilíbrio e que tem em consideração a geometria do vale (Figura 5.6).

5.2.2 Consideração do peso próprio da barragem

Na segunda fase de análise, simula-se a construção da barragem. Para tal, começa-se por ativar a interface barragem/fundação para a rigidez usual, adotando-se um modelo elástico linear que funciona em compressão e sem interação ao corte. Após a ativação da interface barragem/fundação, aplica-se o peso próprio da barragem, considerando-se que os blocos verticais da barragem são totalmente independentes entre si, sem forças de contacto ao longo das juntas de contração. Após atingir-se o equilíbrio, admite-se que os deslocamentos dos pontos nodais associados à barragem são nulos. A sequência da construção da barragem não foi levada em consideração e o peso da barragem foi aplicado como um todo.

5.2.3 Aplicação da pressão hidrostática no paramento de montante e de subpressão na base da barragem

Na terceira fase de análise, após a ativação das interfaces betão/betão, na qual se adota um modelo elástico linear, aplica-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na superfície da fundação da barragem, correspondente ao NMC da água na albufeira (cota 110 m), considerando que a pressão hidrostática no paramento de jusante é nula (caso mais desfavorável). Após a aplicação da carga hidráulica efetua-se uma análise hidráulica e de seguida uma análise hidromecânica, até ser atingido o equilíbrio.

5.2.4 Análise de estabilidade da superfície de fundação

Por último, os modelos desenvolvidos são utilizados para estudar a segurança do sistema barragem/fundação em relação a um cenário de rotura por deslizamento. A avaliação da segurança

em relação à rotura pode ser feita de duas formas distintas: considerando a minoração gradual das resistências ou considerando um incremento gradual das cargas. Neste trabalho admite-se apenas a rotura nas descontinuidades e são efetuadas análises de estabilidade à estrutura através de três métodos:

- i) redução das resistências;
- ii) amplificação da carga hidrostática;
- iii) aumento da cota de água (galgamento).

5.3 Validação do modelo (análise elástica)

5.3.1 Tensões in situ (primeira fase)

A Figura 5.6 representa a geometria do vale da barragem de Ribeiradio. Nesta etapa da análise, a barragem ainda não foi construída, não devendo pois ser considerada na análise numérica.

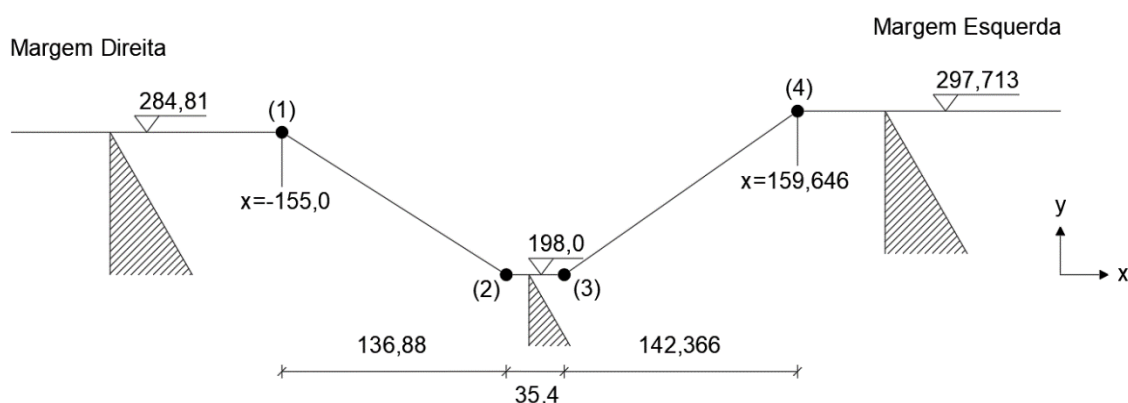


Figura 5.6 – Corte da zona de implantação da barragem e respetivas tensões in-situ

As tensões in-situ foram determinadas assumindo um maciço rochoso de massa homogénea, com peso unitário de 27 kN/m^3 e módulo de Young de 5 GPa , sendo este uniforme em toda a fundação. Uma estimativa da componente de tensão vertical inicial foi então obtida como habitualmente, assumindo que esta é nula na superfície do maciço rochoso e que aumenta com a profundidade, devido ao peso da massa rochosa superior (equação (5.1)).

$$\sigma_y = -\gamma_r \times y \quad (5.1)$$

onde γ_r representa o peso específico do maciço rochoso e y a profundidade abaixo da cota do terreno.

Por sua vez, as tensões horizontais que atuam sobre o maciço de rocha a uma profundidade y abaixo da superfície são muito mais difíceis de estimar do que as tensões verticais. Normalmente, com um comportamento elástico homogéneo e assumindo que as duas tensões horizontais são iguais, considera-se que existe uma relação entre as tensões verticais e horizontais, dada pela equação (5.2) (Hoek, 2007).

$$\sigma_x = \sigma_z = k \times \sigma_y \quad (5.2)$$

onde k representa um termo independente. O valor de k adotado nos modelos foi 1, pelo que se admite que as tensões horizontais são iguais às verticais.

A imposição de tensões in-situ nulas nas superfícies do maciço rochoso nas margens direita, esquerda e no fundo do vale é bastante simples, devido ao facto da cota não se alterar. O mesmo não acontece nas encostas, pelo que se exemplificam de seguida os cálculos realizados para uma das encostas do vale, de modo a garantir que as tensões in-situ sejam nulas na superfície ao longo da encosta. Nestes cálculos foram tidas em consideração as coordenadas dos pontos (1) e (2) indicados na Figura 5.6.

Encosta da margem direita:

$$\sigma_{y,1} = -\gamma_r \times y_1 = -0,027 \times 284,81 = -7,6899 \text{ MPa (ponto 1)} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{y,2} = -\gamma_r \times y_2 = -0,027 \times 198,0 = -5,346 \text{ MPa (ponto 2)} \quad (5.4)$$

$$x_{grad} = \frac{\sigma_{y,1} - \sigma_{y,2}}{136,88} = 0,017124 \text{ MPa/m} \quad (5.5)$$

$$\sigma = A + B \times x + C \times y = A + 0,017124 \times x + 0,027 \times y \quad (5.6)$$

Fazendo uso das coordenadas do ponto (1) obtém-se:

$$\sigma_{y,1} = A + B \times x + C \times y \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 0 = A + 0,017124 \times (-155,0) + 0,027 \times 284,81 \Leftrightarrow \quad (5.7)$$

$$\Leftrightarrow A = -5,03565 \text{ MPa}$$

Em seguida, utilizando o valor de A obtido em (5.7), calcula-se a tensão vertical com as coordenadas do ponto (2), tendo esta de ser nula:

$$\sigma_{y,2} = -5,03565 + 0,017124 \times (-18,12) + 0,027 \times (198,0) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{y,2} = 0 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

Após a verificação de tensões nulas para os dois pontos acima, foi aplicado o mesmo raciocínio para a encosta da margem esquerda, sendo estas relações, posteriormente, aplicadas no modelo numérico. Na Figura 5.7 apresentam-se os resultados obtidos nesta primeira fase de cálculo, que conduziu a um estado de tensão do maciço em equilíbrio. Os resultados mostram um padrão de tensão realista, com tensões verticais nulas em todas as superfícies e que aumentam com a profundidade. Observa-se que, as margens esquerda e direita atingem tensões superiores quando comparadas com as encostas e o fundo do vale, por estas apresentarem profundidades maiores.

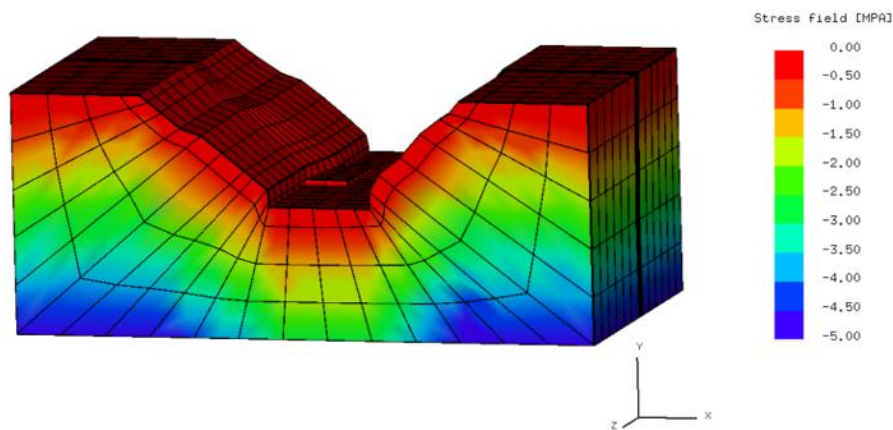


Figura 5.7 – Tensões verticais (σ_y) in-situ não considerando o peso próprio da barragem

5.3.2 Tensões nos paramentos devido ao peso próprio da barragem (segunda fase)

Na Figura 5.8 representam-se as tensões verticais devidas à ação do peso próprio da barragem nos paramentos de montante e de jusante. Como seria de esperar estas tensões apresentam valores nulos no coroamento e aumentam no sentido do coroamento para a fundação, uma vez que o peso aumenta neste sentido. O facto do paramento de montante apresentar tensões muito superiores quando comparadas com as tensões no paramento de jusante deve-se à geometria da barragem (perfil transversal triangular).

Na Figura 5.9 representam-se as tensões horizontais da barragem nos paramentos de montante e jusante, devidas ao peso próprio. Verifica-se que as tensões horizontais são distribuídas quase que simetricamente em relação aos blocos centrais da barragem e que as zonas de tração ocorrem nas zonas dos encontros. Por sua vez, ocorrem tensões de maior compressão nas zonas junto à fundação no fundo do vale.

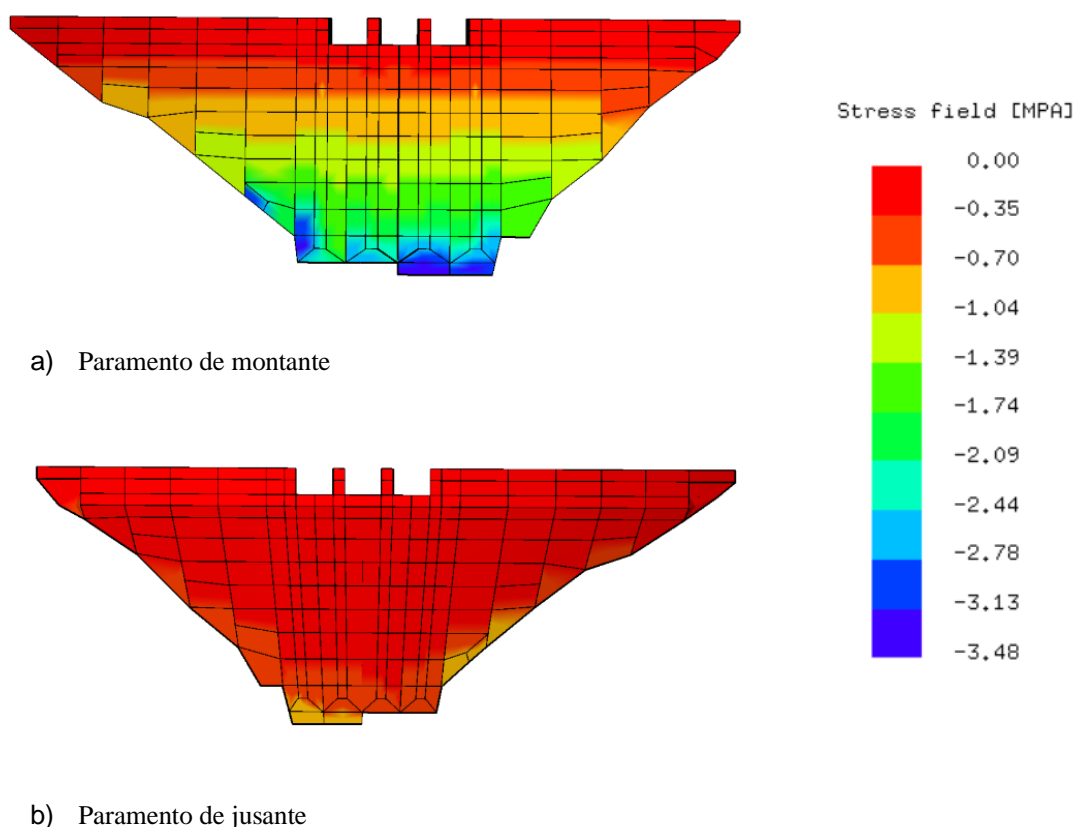


Figura 5.8 – Tensões verticais nos paramentos da barragem para a ação do peso próprio

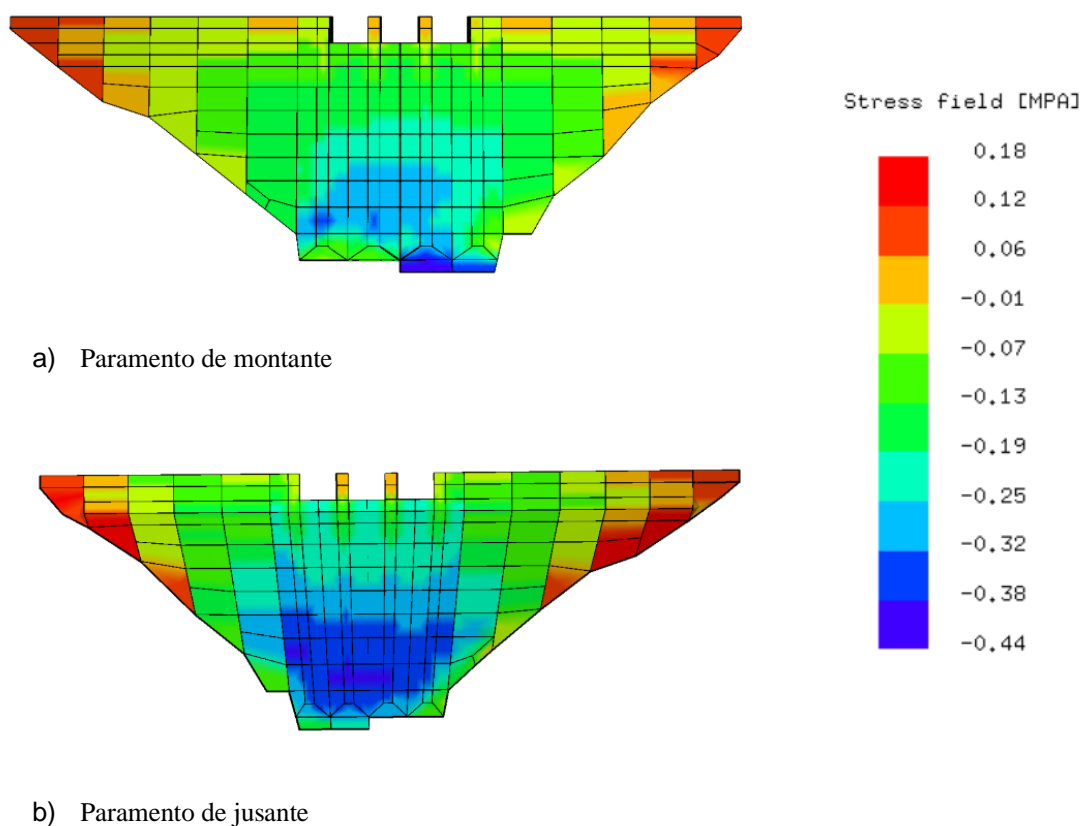


Figura 5.9 – Tensões horizontais nos paramentos da barragem para a ação do peso próprio

5.3.3 Pressões da água na base da barragem e tensões nos paramentos (terceira fase)

5.3.3.1 Pressão na base da barragem

Na Figura 5.10 apresenta-se a distribuição de pressões da água na base da barragem, obtida na terceira fase da análise numérica, efetuando cálculos hidráulicos ou tendo em conta a interação hidromecânica, em três situações distintas: i) fundação sem cortina de drenagem; ii) sistema de drenagem D1; iii) sistema de drenagem D2.

A análise dessa figura permite verificar que, em todos os casos, há uma diminuição gradual da pressão da água de montante para jusante e que as pressões são mais elevadas quando se tem em consideração o comportamento hidromecânico.

De forma a analisar a influência dos sistemas de drenagem D1 e D2 representados na Figura 5.5, foram representadas as subpressões na interface barragem/fundação, Figura 5.10, e de forma gráfica em diferentes secções transversais da base da barragem, identificadas na Figura 5.11.

Na Figura 5.12 apresenta-se a distribuição da pressão ao longo da base da barragem para a análise hidráulica e análise hidromecânica nas quatro secções transversais indicadas. A Tabela 5.4 apresenta informação complementar relativa à localização dos sistemas de drenagem D1 e D2 e das pressões da água em cada uma das secções.

A Figura 5.12 e os valores apresentados na Tabela 5.4 permitem observar que o valor da pressão hidrostática no pé de montante da barragem corresponde ao definido pela altura de água da albufeira para o NMC (cota a 110 m) e que, como seria de esperar, as pressões no pé de montante do fundo do vale da barragem são bastante superiores às pressões no pé de montante das margens esquerda e direita, pois encontram-se a uma profundidade maior quando se toma como referência a cota do nível de água.

Os diagramas de subpressão obtidos, quer com o modelo hidráulico de canais de escoamento com aberturas constantes, quer com o modelo hidromecânico, estão dentro da ordem de grandeza do normalmente registado em obra. Quando são considerados sistemas de drenagem, observa-se que as pressões decrescem para o valor de pressão imposto na linha de drenagem ($1/3$ da pressão no pé de montante), na zona onde este se encontra.

Verifica-se também da análise da Figura 5.12 que há uma alteração nas condições entre o modelo hidráulico e o modelo hidromecânico, alterações estas que originam diferentes diagramas de pressões, verificando-se que as distribuições de pressões da análise hidráulica se aproximam mais dos valores adotados em projeto.

É de salientar que, quando se tem em conta a interação hidromecânica, as pressões ao longo da base da barragem são superiores, sendo esta diferença particularmente elevada quando se considera a fundação sem sistema de drenagem.

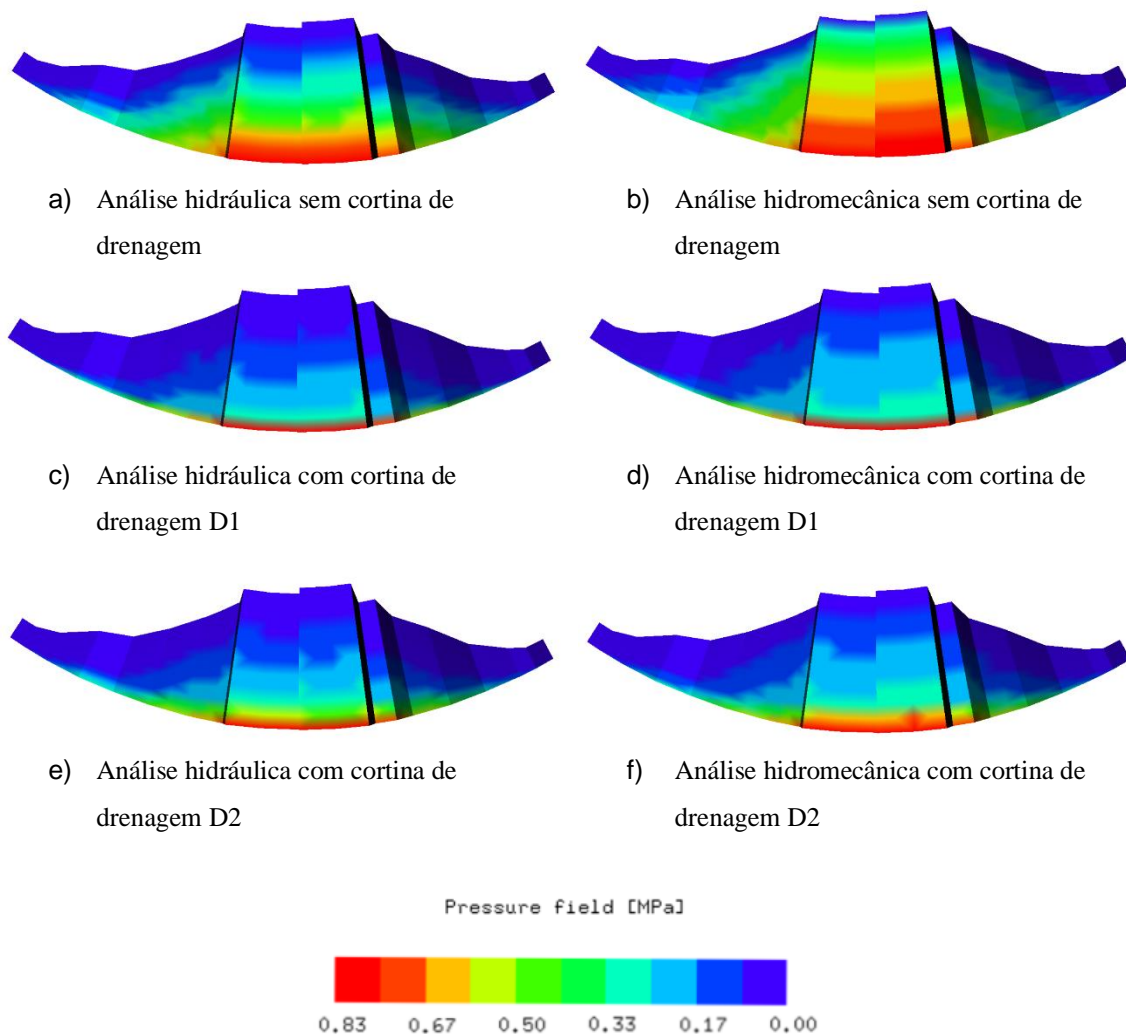


Figura 5.10 – Distribuição de subpressões na base da barragem para a análise hidráulica e hidromecânica

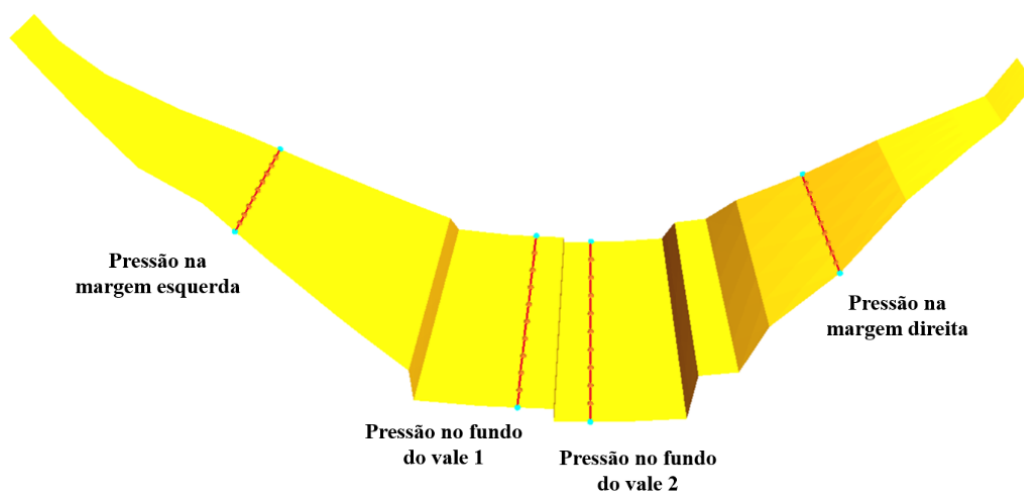
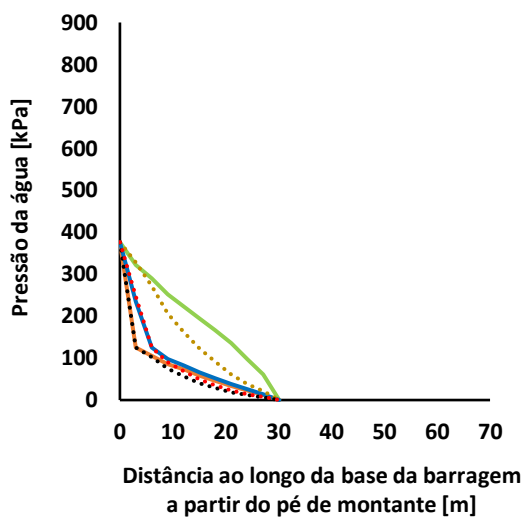
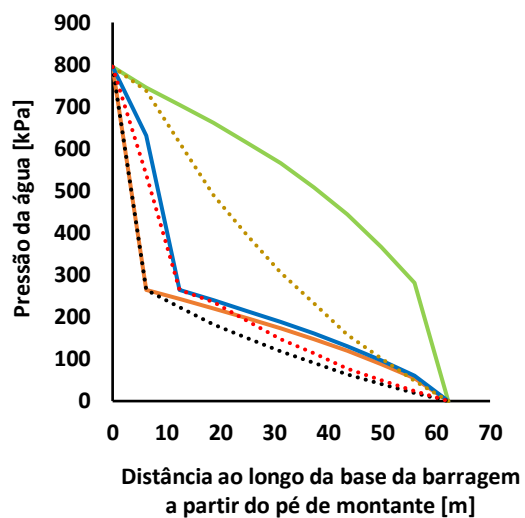


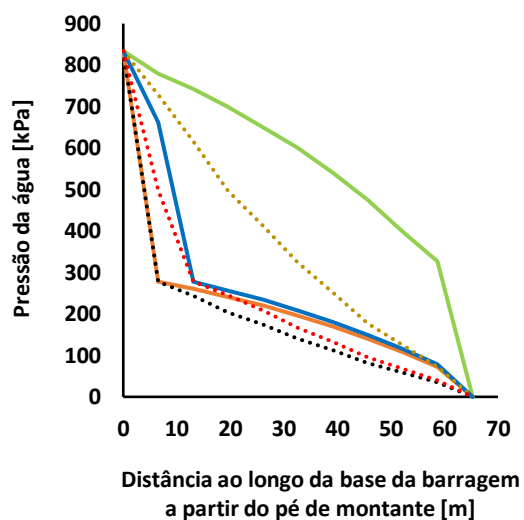
Figura 5.11 – Localização de diferentes secções transversais na base da barragem



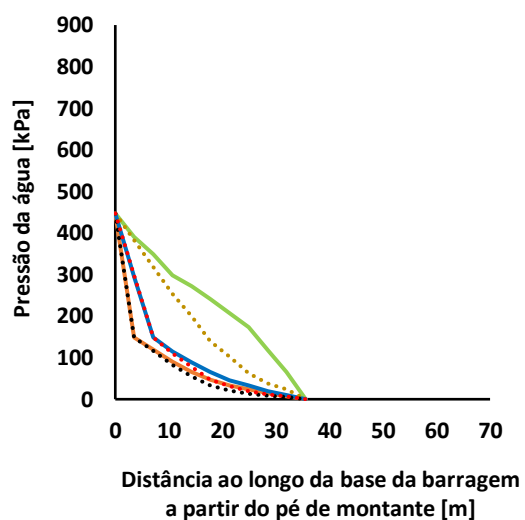
a) Margem esquerda



b) Fundo do vale 1



c) Fundo do vale 2



d) Margem direita

Análise hidráulica

..... Sem cortina de drenagem Cortina de drenagem D1 Cortina de drenagem D2

Análise hidromecânica

—— Sem cortina de drenagem —— Cortina de drenagem D1 —— Cortina de drenagem D2

Figura 5.12 – Distribuição de subpressões ao longo da base da barragem

Tabela 5.4 – Pressão da água no pé de montante e na cortina de drenagem em zonas características da obra (margem esquerda, duas zonas do fundo do vale e margem direita)

	Margem esquerda	Fundo do vale 1	Fundo do vale 2	Margem direita
Cota do pé de montante (m)	71,62	29,00	25,00	64,43
Nível de água na albufeira (m)	110,00			
Pressão no pé de montante (kPa)	376,44	794,61	833,85	447,00
Distância do pé de montante à cortina de drenagem D1 (m)	3,01	6,22	6,53	3,56
Distância do pé de montante à cortina de drenagem D2 (m)	6,03	12,45	13,05	7,11
Pressão na cortina de drenagem (kPa)	125,47	264,84	277,92	148,99
Distância do pé de montante ao pé de jusante (m)	30,13	62,25	65,25	35,56

5.3.3.2 Tensões nos paramentos

Nas Figuras 5.13 e 5.14 apresentam-se as tensões verticais e as tensões horizontais nos paramentos de montante e de jusante da barragem, para as ações do peso próprio juntamente com a pressão hidrostática e respetivas subpressões. Verifica-se que no paramento de montante as tensões verticais obtidas considerando estas ações são inferiores às obtidas quando se considera apenas o efeito do peso próprio (Figura 5.8). Isto deve-se ao facto da pressão hidrostática compensar a ação do peso próprio pois pressiona a barragem para jusante, enquanto que por ação do peso próprio a barragem se desloca para montante, com o consequente aumento das tensões em zonas próximas do pé de montante. Por outro lado, a subpressão tem um efeito local semelhante, isto porque introduz uma compressão na interface que origina trações na base. Assim, a ação da subpressão na base da barragem e principalmente da pressão hidrostática no paramento de montante causa esta redução nas tensões verticais na base dos blocos verticais da barragem. Relativamente às tensões horizontais (Figura 5.14), verifica-se que são bastante superiores às obtidas quando se considera apenas a ação do peso próprio da barragem (Figura 5.9), pois, como seria de esperar, a influência da pressão hidrostática provoca um aumento destas tensões.

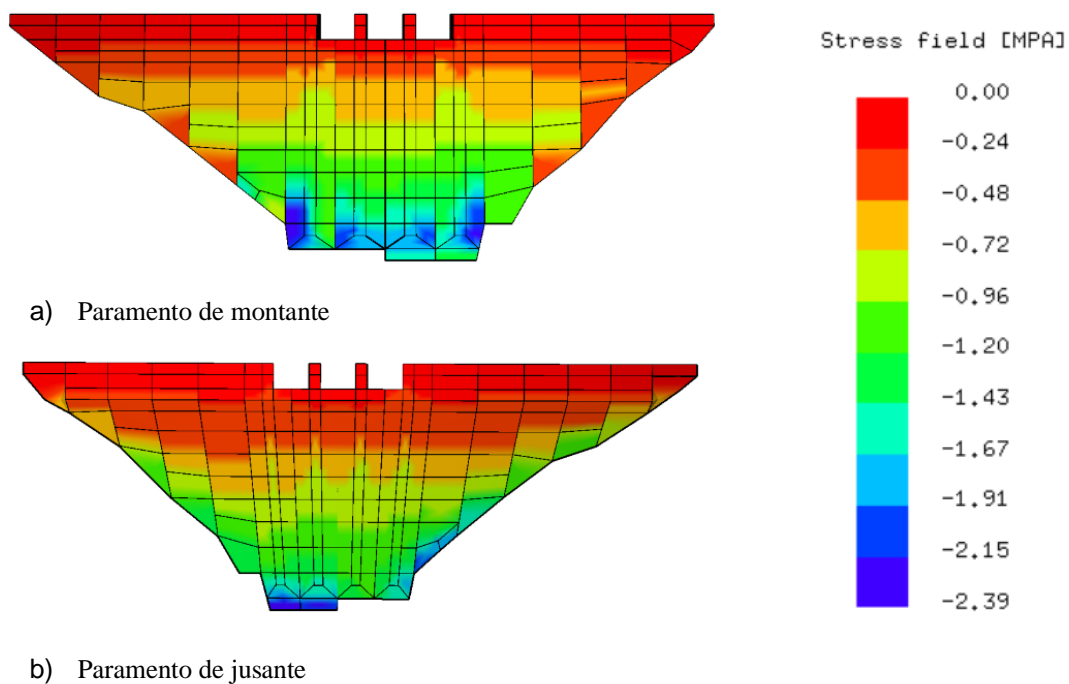


Figura 5.13 – Tensões verticais nos paramentos da barragem para a ação simultânea do peso próprio, da pressão hidrostática e das subpressões

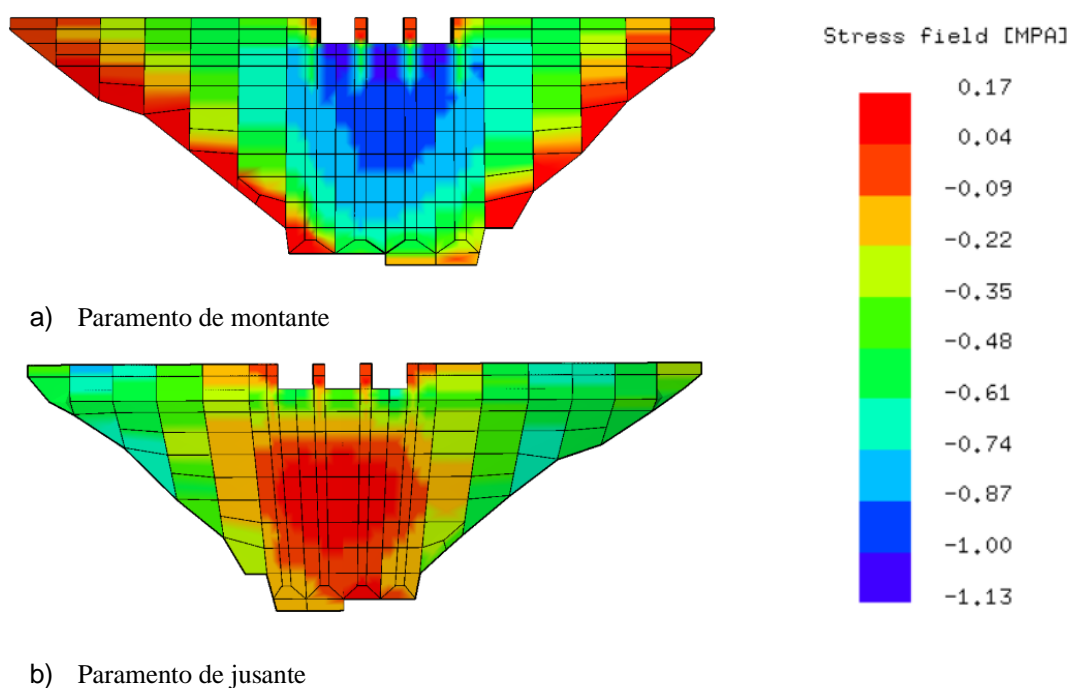


Figura 5.14 – Tensões horizontais nos paramentos da barragem para a ação simultânea do peso próprio, da pressão hidrostática e das subpressões

5.4 Análise de estabilidade da superfície de fundação

Neste trabalho analisa-se o cenário de rotura pela superfície de fundação com base no modelo apresentado na Figura 5.1, onde foram consideradas as superfícies de descontinuidade representativas da superfície de fundação e das juntas de contração da barragem. Considerou-se como indicador de rotura o deslocamento de um ponto localizado no coroamento do bloco central da barragem, utilizando três modelos diferentes:

- Modelo A – Consolas independentes em atrito puro. A análise acoplada hidromecânica não é realizada durante a fase de ciclos em que se vai reduzindo o termo de atrito na interface barragem/fundação ou se amplifica a parcela hidrostática, fazendo com que as subpressões sejam constantes em todo o ciclo. No método da redução das resistências a interface barragem/fundação funciona em atrito puro, no método da amplificação da parcela hidrostática adota-se um modelo de contacto coesivo frágil;
- Modelo B – Consolas independentes em atrito puro. A análise acoplada hidromecânica é realizada durante a fase de ciclos em que se vai reduzindo o termo de atrito na interface barragem/fundação ou se amplifica a parcela hidrostática, fazendo, neste caso com que as pressões se alterem, em especial na hipótese de amplificação da parcela hidrostática, em que a parcela de subpressão a montante é igualmente amplificada. No método da redução das resistências, a interface barragem/fundação funciona em atrito puro; no método da amplificação da parcela hidrostática, adota-se um modelo de contacto coesivo frágil;
- Modelo C – Consolas independentes e interface barragem/fundação em atrito puro. Este modelo é somente adotado na hipótese de amplificação de carga. A análise acoplada hidromecânica é realizada durante a fase de ciclos em que se se amplifica a parcela hidrostática na interface barragem/fundação, incluindo a parcela de subpressão a montante.

Para cada um destes modelos (A, B e C) foram analisadas três diferentes situações relativas à subpressão na base da barragem: i) situação muito desfavorável de sistema de drenagem totalmente inoperacional (SD); ii) com sistema de drenagem D1; e iii) com sistema de drenagem D2.

5.4.1 Método de redução das resistências

O método de redução das resistências é um método na qual a resistência das discontinuidades é progressivamente reduzida. Esta análise, usualmente utilizada nos estudos de segurança de barragens de betão, teve como objetivo o estudo da segurança do sistema barragem/fundação para o cenário de rotura por deslizamento pela superfície de fundação admitindo um modelo de consolas independentes. Tal como referido, nesta análise apenas foram utilizados os Modelos A e B.

O ângulo de atrito inicial na superfície de ligação barragem/fundação é $\varphi=45^\circ$. Este ângulo vai sendo gradualmente reduzido até à rotura do modelo, registando-se o último valor que assegura o equilíbrio (Farinha et al., 2017). Este fator de redução é aplicado à tangente do ângulo de atrito e durante este processo as pressões mantêm-se constantes e iguais às obtidas na situação de equilíbrio inicial (cota do nível de água de 110 m), Modelo A ou resultam do cálculo hidromecânico, Modelo B.

Nesta análise de estabilidade, adotou-se no modelo de Mohr-Coulomb coesão nula para a ligação barragem/fundação, pois, segundo os documentos técnicos de apoio ao RSB, na avaliação da segurança para cenários de acidente quer inclua ou não ações dinâmicas, recomenda-se que as tensões nas superfícies de rotura global, tendo em conta as subpressões, satisfaçam o critério de Mohr-Coulomb, definido para coesão nula e valores residuais do coeficiente de atrito interno, com coeficientes superiores a 1,2 (APA, 2018). A segurança ao deslizamento é analisada através do fator de segurança ao deslizamento, dado por:

$$FS = \frac{\tan \varphi_{inicial}}{\tan \varphi_{equilíbrio}} = \frac{1}{\tan \varphi_{equilíbrio}} \quad (5.9)$$

Apresentam-se de seguida as evoluções dos deslocamentos horizontais do coroamento da barragem em função do ângulo de atrito para os Modelo A (Figura 5.15) e B (Figura 5.16). A Figura 5.17 representa a comparação entre estes dois modelos. Estas figuras mostram a evolução dos deslocamentos para as três situações relativas à drenagem (SD, D1 e D2) assim como os ângulos de atrito onde se observou uma mudança de comportamento do modelo e o valor mínimo do ângulo de atrito para o qual o sistema ainda permanece em equilíbrio.

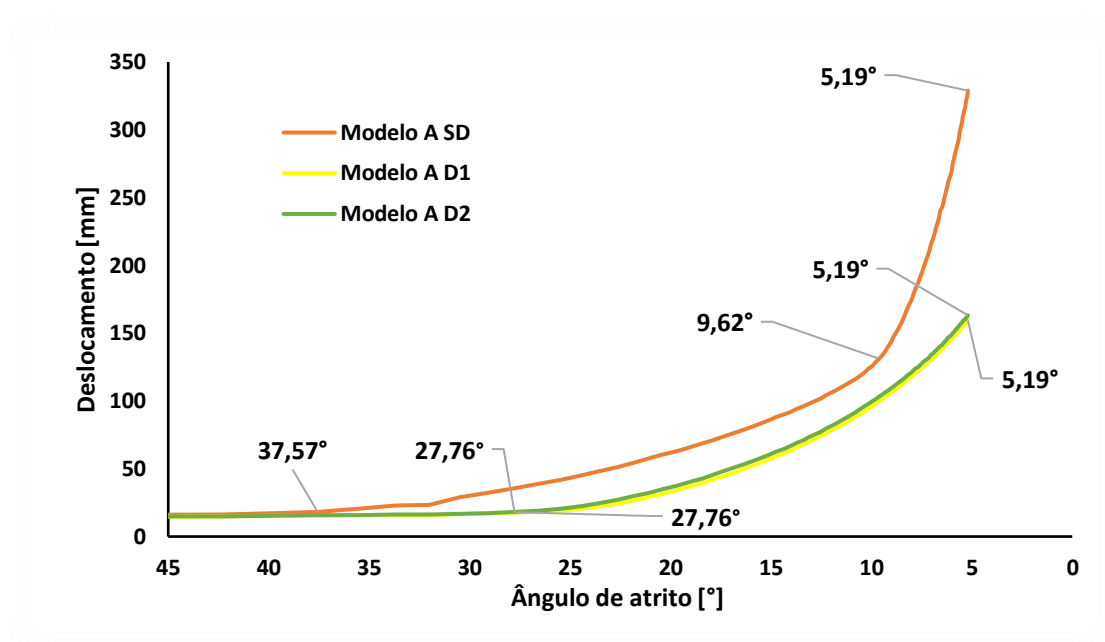


Figura 5.15 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito – Modelo A

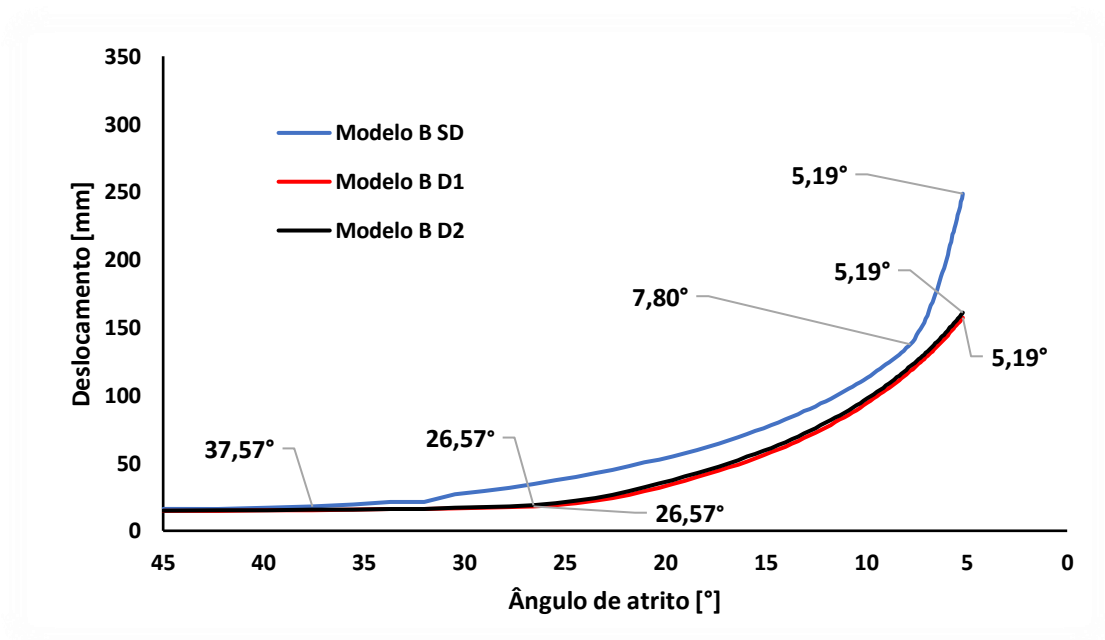


Figura 5.16 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito – Modelo B

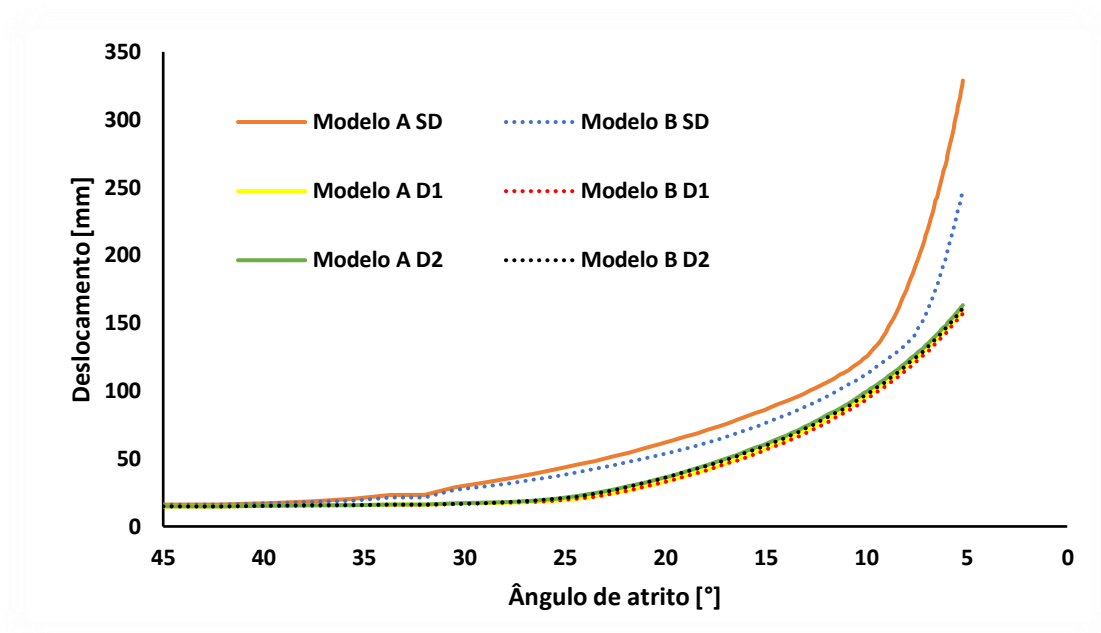


Figura 5.17 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os Modelos A e B durante o processo de redução do ângulo de atrito

Na comparação dos dois modelos, observa-se que, em termos de projeto, a partir do ponto de inflexão as respostas com subpressão constante (Modelo A) e com subpressão acoplada (Modelo B) começam a divergir. Esta divergência mostra que o Modelo B é menos condicionante, pois o Modelo A apresenta maiores deslocamentos a partir de determinado ponto.

Observa-se também que para ambos os modelos o ângulo foi reduzido até um valor residual de $5,19^\circ$, tendo-se observado ser possível o equilíbrio tridimensional para um ângulo de atrito nulo. Isto deve-se à configuração da barragem em arco, que encaixa no vale, dificultando desta forma o deslizamento. O facto de a interface barragem/fundação estar ligeiramente inclinada para montante também contribui para que não ocorra deslizamento para atrito nulo.

Na Tabela 5.5 indicam-se os ângulos de atrito correspondentes à última situação estável e os respetivos fatores de segurança, calculados a partir da equação (5.9). Da análise da tabela conclui-se que os valores de fator de segurança obtidos para os dois modelos (A e B) são muito próximos. Observa-se também, como seria de esperar, que os fatores de segurança são superiores quando se considera a existência do sistema de drenagem. Os fatores de segurança obtidos são

próximos dos obtidos com um modelo similar em que se adotou uma distribuição simplificada da distribuição de subpressões na interface barragem/fundação (Gomes, 2019).

Tabela 5.5 – Fatores de segurança

Modelo		Angulo de atrito em equilíbrio	$\tan \varphi$	FS
A	SD	37,57	0,77	1,30
	D1	27,76	0,53	1,90
	D2	27,76	0,53	1,90
B	SD	37,57	0,77	1,30
	D1	26,57	0,50	2,00
	D2	26,57	0,50	2,00

De seguida, apresentam-se nas Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 os deslocamentos horizontais no paramento de montante para os ângulos de atrito inicial, de equilíbrio e de rotura. Estes deslocamentos foram retirados do modelo que apresentou maior deslocamento e menor fator de segurança (Modelo A SD) e de um modelo onde se considerou cortina de drenagem (Modelo A D1).

Nestas figuras, observa-se que os deslocamentos da barragem se mantêm praticamente inalterados até ser atingido o ângulo de atrito de equilíbrio. Para esse ângulo de atrito os maiores deslocamentos registam-se no coroamento dos blocos centrais da barragem. A partir deste ângulo, o campo de deslocamentos altera-se, dando indicação de uma tendência de deslizamento dos blocos da margem esquerda.

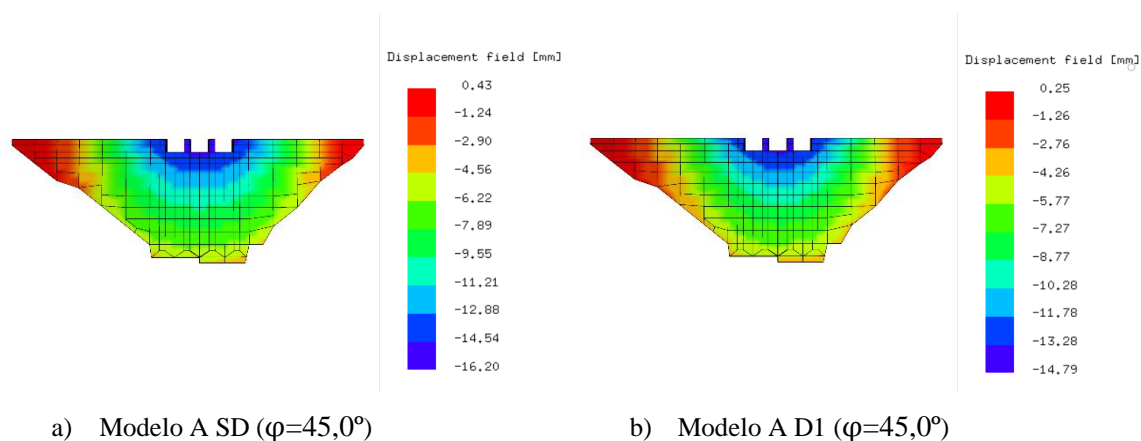


Figura 5.18 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito inicial

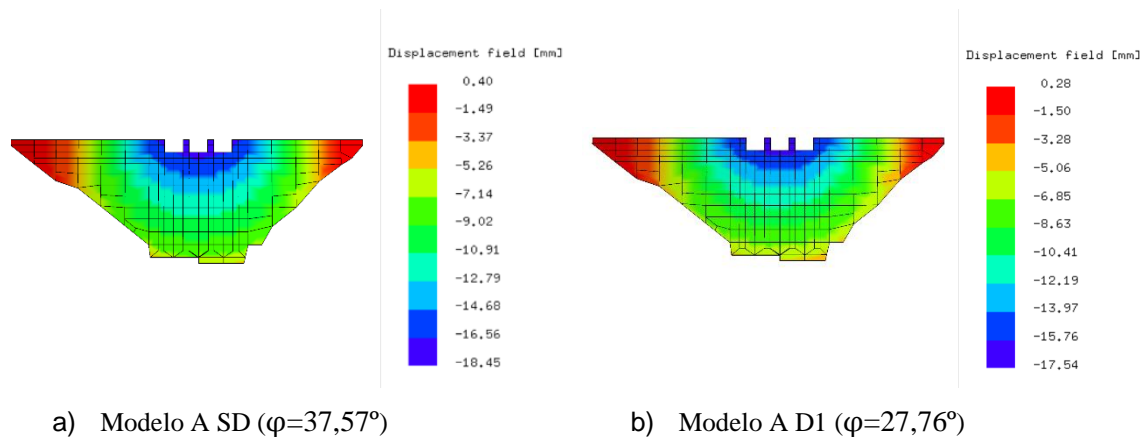


Figura 5.19 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito de equilíbrio

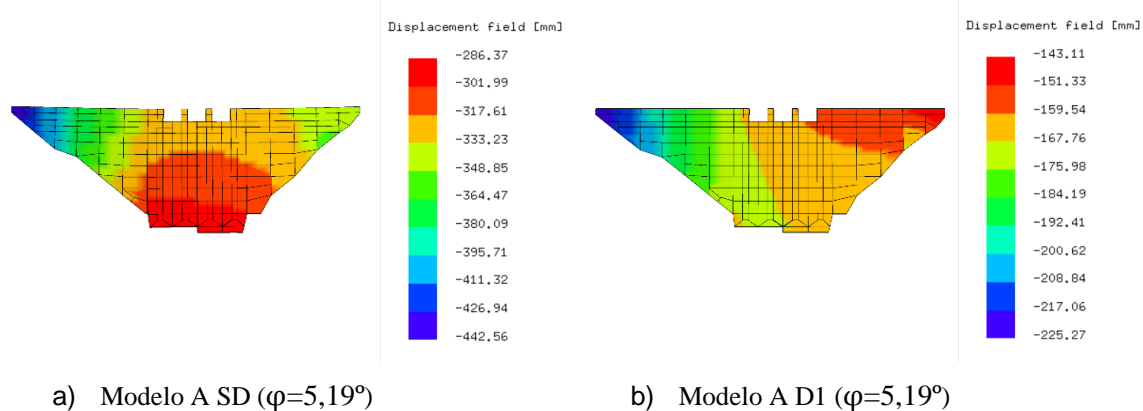


Figura 5.20 – Deslocamentos na direção montante/jusante do paramento de montante da barragem para o ângulo de atrito de rotura

Por último apresenta-se a Figura 5.21, relativa à situação onde se obtiveram os maiores deslocamentos para o Modelo A SD com ângulo de atrito de $5,19^\circ$. Para este cenário, foi registado um deslocamento de 0,33 m no ponto de referência do bloco central e um deslocamento máximo de 0,44 m na margem esquerda.

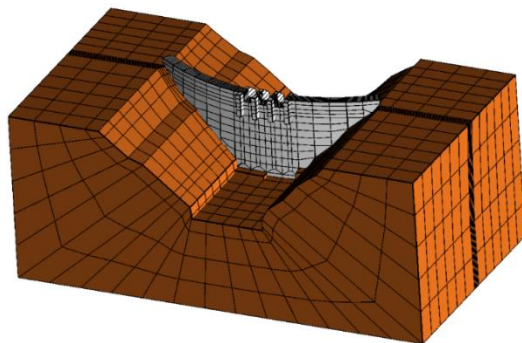


Figura 5.21 – Deslizamento na direção montante/jusante do Modelo A SD para o ângulo de atrito residual de $5,19^\circ$

5.4.2 Método de amplificação da carga hidrostática

O método de amplificação da carga hidrostática consiste na análise de segurança através de um coeficiente de amplificação (λ) que aumenta a parcela da carga hidrostática aplicada no paramento de montante da barragem. Este coeficiente pode também influenciar as subpressões caso a análise hidromecânica seja acoplada (Figura 5.22).

Nesta análise assume-se que a rotura do modelo ocorre quando numericamente não é possível obter o equilíbrio estático para um dado valor de amplificação (λ). O incremento do fator de amplificação em cada ciclo é de 0,1 e o último incremento de carga para o qual se obtém o equilíbrio é considerado o valor máximo admissível.

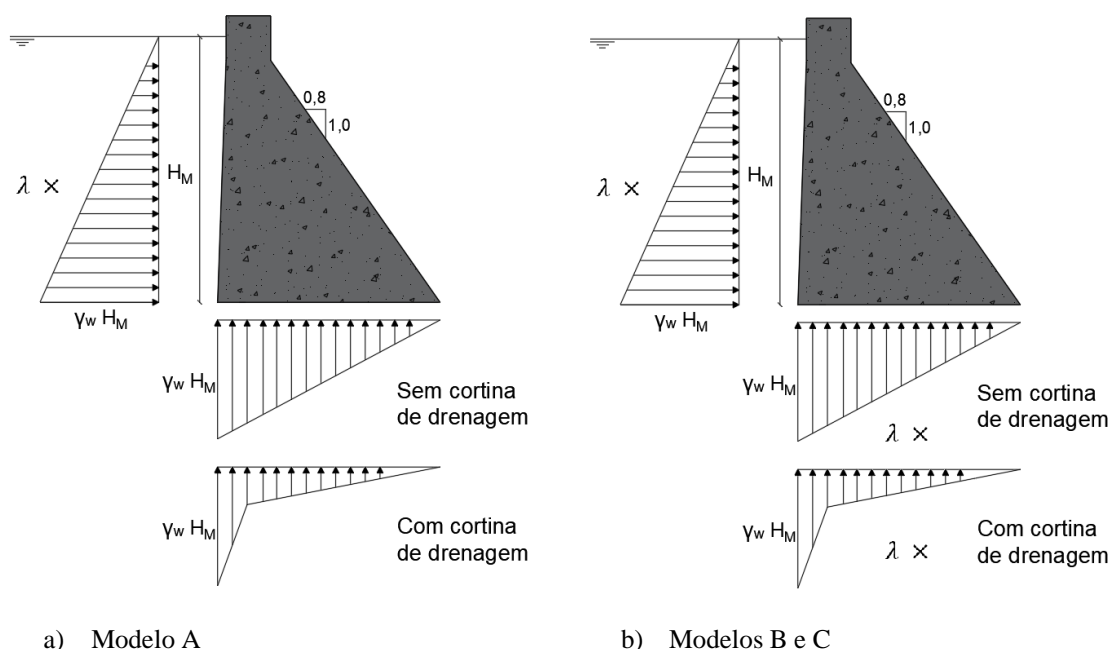


Figura 5.22 – Esquema de amplificação da carga hidrostática através do coeficiente de amplificação

As Figuras 5.23 a 5.25 apresentam a evolução do deslocamento na direção montante/jusante do coroamento do bloco central da barragem em função do coeficiente de amplificação para os três modelos (A, B e C), tendo em consideração as três possíveis situações de drenagem (SD, D1 e D2). Na Figura 5.26 faz-se uma comparação dos resultados obtidos com os Modelos B e C, onde a análise hidromecânica é acoplada.

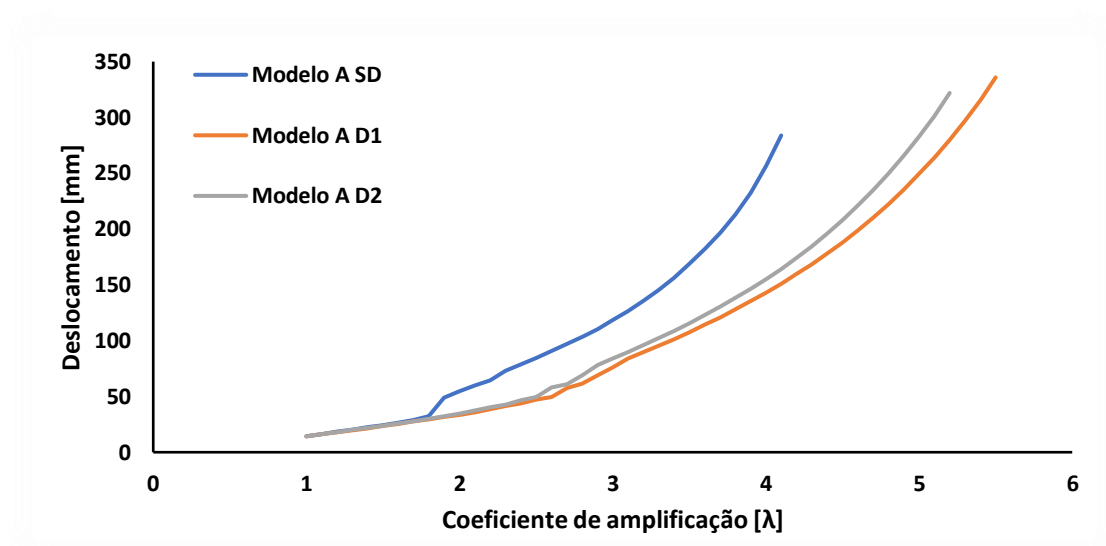


Figura 5.23 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo A

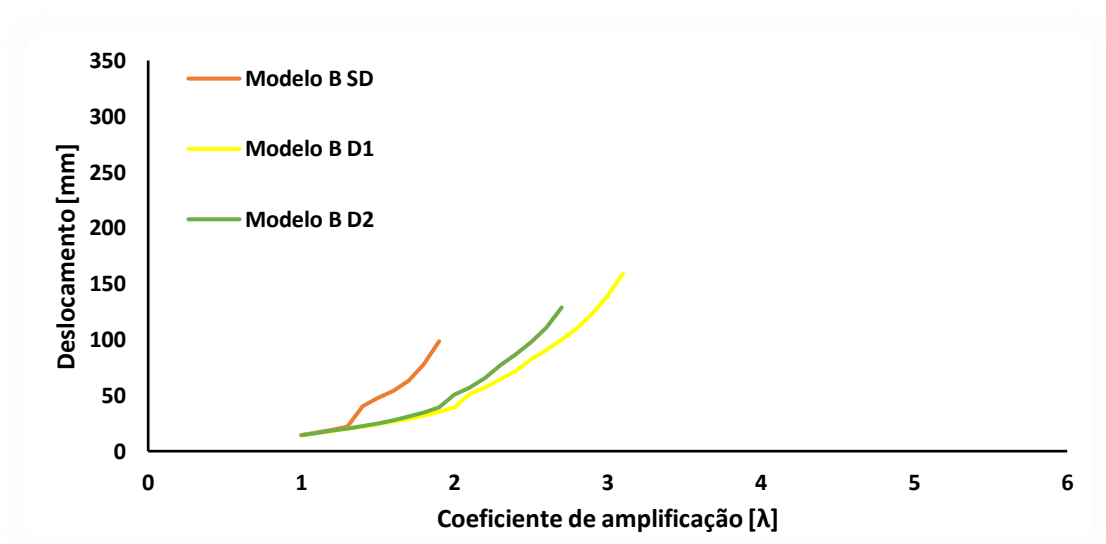


Figura 5.24 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo B

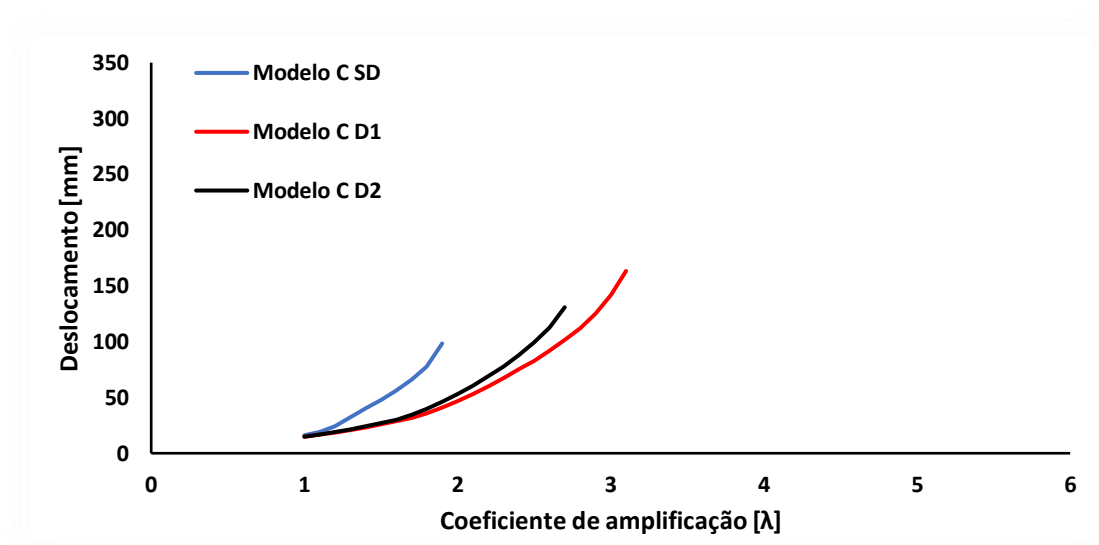


Figura 5.25 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de amplificação das cargas – Modelo C

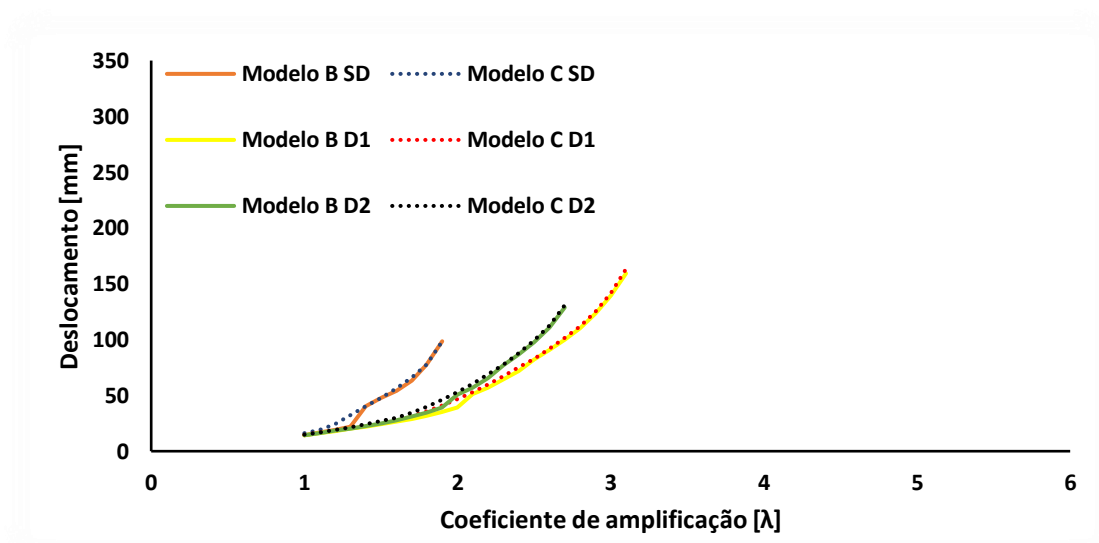


Figura 5.26 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os Modelos B e C durante o processo de amplificação das cargas

Analisando as figuras acima, observa-se, como seria de esperar, que o Modelo A, onde não foi efetuado o acoplamento hidromecânico, conduz a coeficientes de amplificação bastante superiores aos obtidos com os restantes modelos, realçando uma vez mais a importância de se ter em

consideração o comportamento hidromecânico na análise de estabilidade de barragens. Verifica-se também, como esperado, que o coeficiente de amplificação toma sempre valores inferiores para a situação sem cortina de drenagem e superiores no cenário da cortina de drenagem D1. Isto deve-se ao facto da cortina de drenagem D1 estar situada mais a montante fazendo com que a resultante das subpressões seja inferior. Verifica-se também, na comparação dos modelos hidromecânicos acoplados (B e C), que estes atingem a rotura para os mesmos valores de coeficiente de amplificação. A diferença inicial atenua-se quando o Modelo B atinge valores máximos de tração e/ou coesão, passando as interfaces a atuar em atrito puro (de modo igual ao do Modelo C).

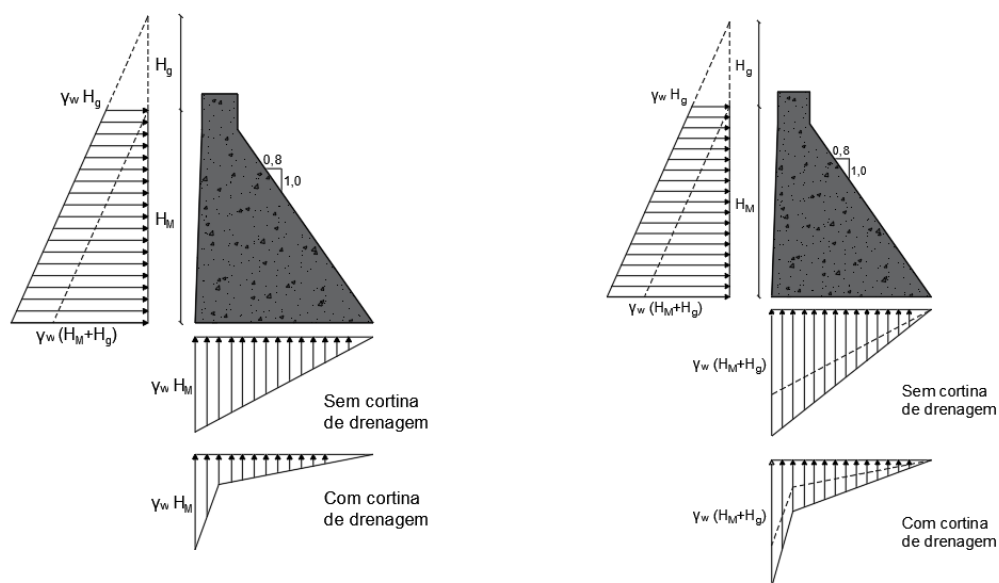
Na Tabela 5.6 apresentam-se os fatores de segurança obtidos para cada uma das situações analisadas. Nesta tabela, os valores dos fatores de segurança correspondem aos valores máximos do coeficiente de amplificação (λ) para o qual se obtém o equilíbrio. Verifica-se, como seria de esperar, que o Modelo A apresenta os fatores de segurança mais elevados e que o fator de segurança mais baixo está associado à distribuição de subpressões mais desfavorável. Comparativamente aos valores apresentados na Tabela 5.5, verifica-se que, na hipótese de acoplamento hidromecânico durante o processo de amplificação da carga hidrostática, incluindo a parcela de subpressões a montante, os fatores de segurança calculados com base na majoração da parcela hidrostática se aproximam dos obtidos com base no método da redução das resistências.

Tabela 5.6 – Fatores de segurança obtidos quando se considera o aumento de carga hidrostática através do coeficiente de amplificação

	Modelo								
	A			B			C		
	SD	D1	D2	SD	D1	D2	SD	D1	D2
Fatores de segurança	4,1	5,5	5,2	1,9	3,1	2,7	1,9	3,1	2,7

5.4.3 Método de aumento da cota de água (galgamento)

O método do aumento da cota de água no paramento de montante da barragem (simulando um cenário de galgamento), utilizado na análise de segurança, consiste na majoração da carga hidrostática através da subida da cota de água. Este estudo começa para o NMC à cota 110 m, tendo sido adotado um incremento na cota de água de 1,0 m em cada ciclo. O último incremento na cota da água para o qual se obtém o equilíbrio é considerado o valor máximo admissível, ocorrendo a rotura para cotas superiores a esta. A Figura 5.27 demonstra como este aumento de cota de água influencia cada modelo, dependendo se a análise hidromecânica é ou não acoplada.



a) Modelo A

b) Modelos B e C

Figura 5.27 – Esquema da amplificação da carga hidrostática através do aumento da cota de água

As Figuras 5.28 a 5.30 apresentam a evolução do deslocamento na direção montante/jusante do coroamento no bloco central da barragem em função do aumento da cota de água a partir do NMC para os três modelos (A, B e C) e tendo em consideração as três situações de drenagem (SD, D1 e D2). Na Figura 5.31 faz-se uma comparação de resultados obtidos entre os Modelos B e C, onde a análise hidromecânica é acoplada.

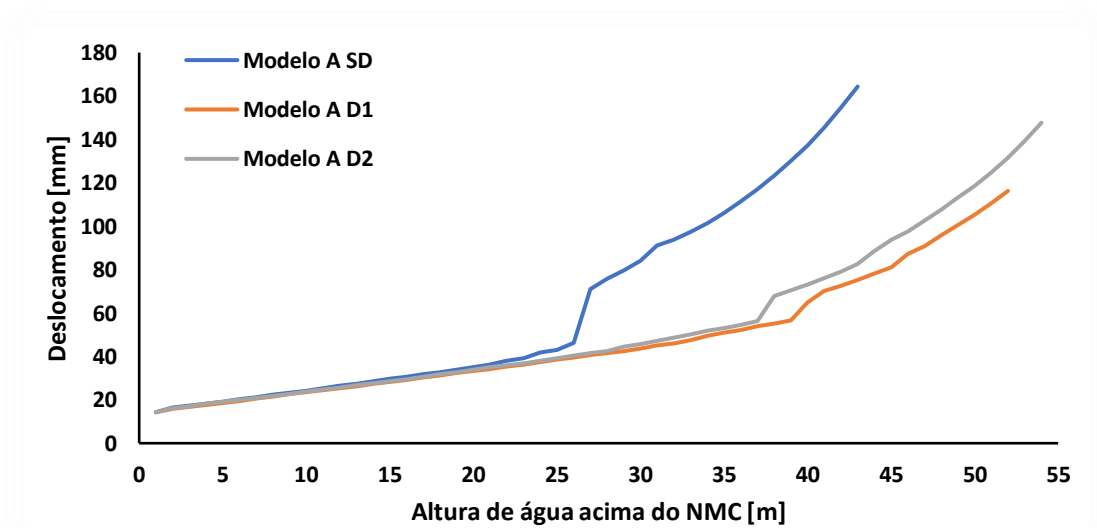


Figura 5.28 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água – Modelo A

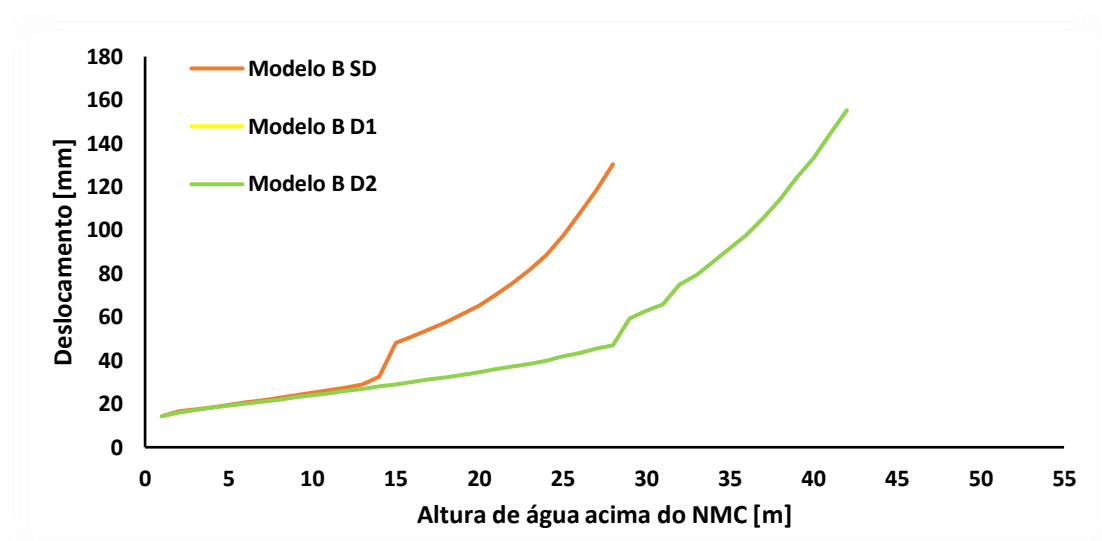


Figura 5.29 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água - Modelo B

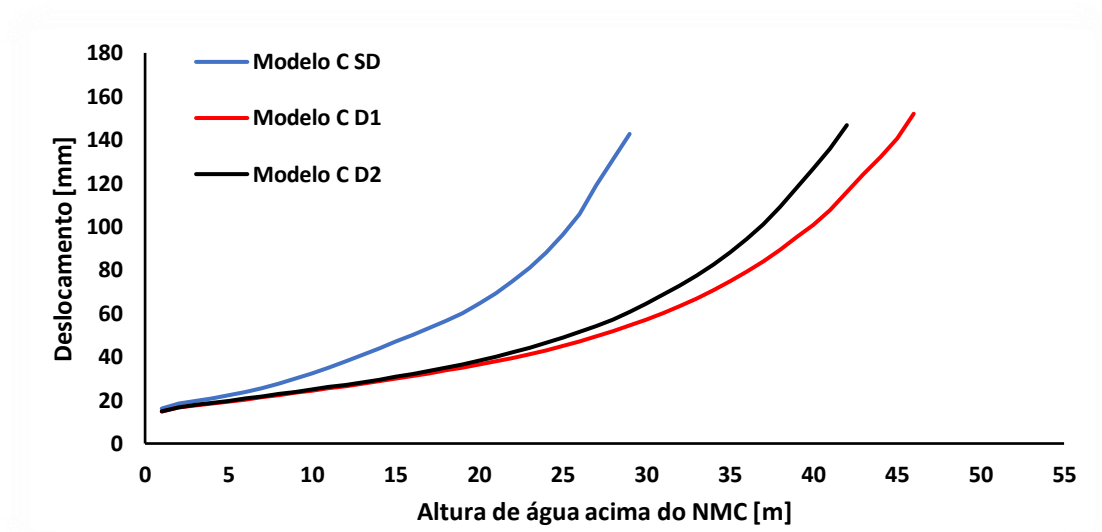


Figura 5.30 – Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de aumento da cota de água - Modelo C

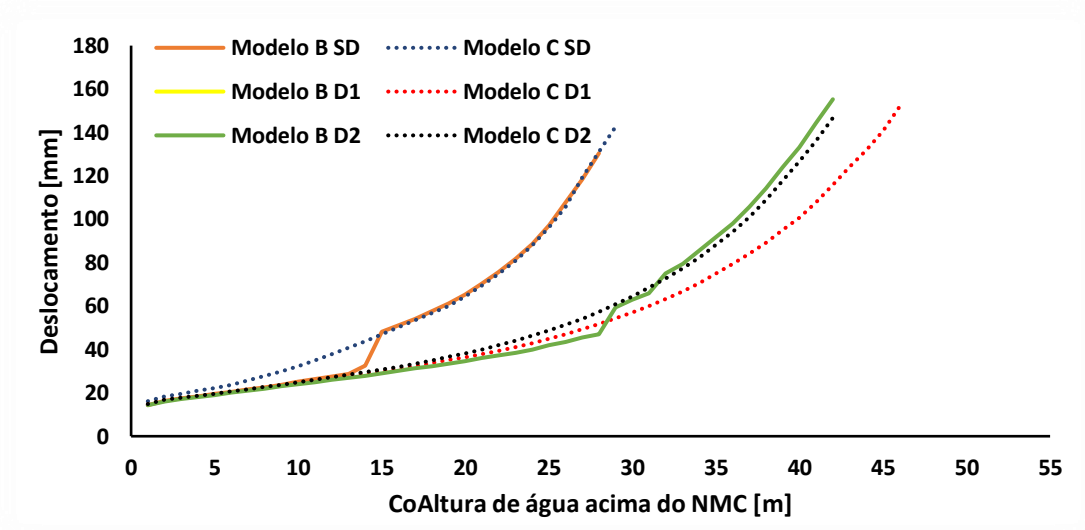


Figura 5.31 – Comparação dos deslocamentos horizontais do coroamento obtidos com os Modelos B e C durante o processo de aumento da cota de água

Analisando as figuras, observa-se, tal como no método de amplificação da carga hidrostática através de um coeficiente de amplificação, que o Modelo A, com subpressões constantes durante os ciclos de amplificação de carga, apresenta maiores aumentos na cota de água acima do NMC nas três situações de drenagem analisadas. Verifica-se também, quando se compara o modelo com subpressões constantes (Modelo A) com os modelos hidromecânicos acoplados em que se amplificam igualmente as subpressões (Modelos B e C), que estes últimos atingem alturas de água acima do NMC inferiores, ocorrendo a maior diferença na situação em que a cortina de drenagem se encontra inoperacional em que a altura de água passa de 43 m (Modelo A) para 28 m (Modelo B) e 29 m (Modelo C).

O efeito dos sistemas de drenagem é visível em todos os modelos, pois a correspondente redução das subpressões na interface barragem/fundação permite que a altura de água seja mais elevada. Mais uma vez se observa que a localização do sistema de drenagem deve ser tida em conta, pois, como seria de esperar, e de acordo com as figuras acima, quanto mais próximo de montante esse sistema se localiza maior é a altura de água que se atinge.

Observa-se também, que apesar dos Modelos B e C terem por base condições de interface distintas, respetivamente, interface com coesão frágil e interface em atrito puro, os valores de galgamento são bastante próximos. A diferença registada inicialmente esbate-se quando no Modelo B as

interfaces atingem os valores máximos de tração e/ou coesão, transformando-se em interfaces com atrito puro, iguais às adotadas no Modelo C desde o início do ciclo de amplificação de cargas.

Neste cenário, os fatores de segurança são obtidos através do quociente entre a força hidrostática para o último incremento na cota da água para o qual se obtém o equilíbrio (F_{final}) e a força hidrostática para o NMC ($F_{inicial}$), como mostra a equação (5.10).

$$FS = \frac{F_{final}}{F_{inicial}} \quad (5.10)$$

Na Tabela 5.7 apresentam-se os incrementos máximos da cota de água assim como as subseqüentes forças e fatores de segurança obtidos. Mais uma vez se verifica que o Modelo A apresenta os fatores de segurança mais elevados e que o fator de segurança mais baixo está associado à distribuição de subpressões mais desfavorável (situação sem drenagem). Comparativamente aos valores apresentados na Tabela 5.5, verifica-se que os fatores de segurança calculados com base na majoração da parcela hidrostática por cenário de galgamento se aproximam dos obtidos com base no método da redução das resistências na hipótese de acoplamento hidromecânico durante o processo de amplificação da carga hidrostática, incluindo a parcela de subpressões a montante.

Tabela 5.7 – Fatores de segurança obtidos quando se considera o aumento de carga hidrostática através do aumento da cota de água

			Força aplicada inicial (GN)	Altura de água máxima (m)	Força aplicada final (GN)	Fatores de segurança
Modelo	A	SD	4,25	43,00	9,75	2,30
		D1		45,00	10,89	2,57
		D2		54,00	11,15	2,62
	B	SD		28,00	7,85	1,85
		D1		45,00	10,01	2,36
		D2		42,00	9,63	2,27
	C	SD		29,00	7,98	1,88
		D1		46,00	10,13	2,39
		D2		42,00	9,63	2,27

6 CONCLUSÕES

6.1 Sumário e conclusões

Esta dissertação teve como objetivo a análise do comportamento hidromecânico de fundações de barragens utilizando modelos descontínuos tridimensionais que permitem o acoplamento hidromecânico. A análise hidromecânica foi realizada com recurso ao módulo computacional Parmac3D-Fflow que admite que o escoamento se dá através de canais localizados nas arestas dos elementos de interface triangulares que simulam as diferentes descontinuidades.

Os estudos apresentados indicam que a discretização de interface entre elementos do tipo hexaédrico de 8 ou 20 nós, usualmente adotados na discretização do corpo da barragem e da fundação, através de 4 ou 8 elementos triangulares aproxima de forma satisfatória a interação mecânica entre os elementos hexaédricos.

Verifica-se que a discretização das superfícies descontínuas por canais de escoamento conduz a uma solução robusta, e permite a realização de análise hidráulicas e hidromecânicas em geometrias de escoamento tridimensionais, onde é reconhecido que existem dificuldades de convergência, em especial na transição de um escoamento confinado para um escoamento em superfície livre em que é necessário garantir que não se verificam pressões negativas no modelo.

Os modelos hidromecânicos descontínuos da barragem de Ribeiradio desenvolvidos no âmbito deste trabalho permitiram avaliar a influência do sistema de drenagem na distribuição de subpressões na interface barragem/fundação, tendo-se obtido resultados coerentes para os diversos cenários idealizados, tanto para a situação com o sistema de drenagem inoperacional como para as situações relativas a duas diferentes localizações do sistema de drenagem.

Nas análises de estabilidade da barragem de Ribeiradio realizadas com recurso ao método da redução das resistências obtiveram-se valores do fator de segurança e um comportamento semelhantes aos obtidos com um modelo similar em que se adotou uma distribuição simplificada da distribuição de subpressões na interface barragem/fundação (Gomes, 2019). Observa-se que, caso durante o processo de redução de resistências se adote um modelo hidromecânico, os resultados aproximam-se dos obtidos considerando a hipótese de subpressão constante durante o processo de redução.

Nas análises do cenário de rotura por deslizamento da interface betão/fundação por amplificação de cargas observa-se que a majoração das subpressões durante o ciclo de majoração da parcela hidrostática conduz a que fatores de segurança significativamente mais baixos. Verifica-se ainda nesse caso que, quer se adote um modelo de interface coesivo do tipo frágil quer um modelo de interface sem coesão, os correspondentes fatores de segurança são bastante aproximados.

Verifica-se que um cenário de majoração da parcela hidrostática associado a uma subida de cota de água conduz a fatores de segurança inferiores aos obtidos admitindo um cenário de amplificação direta da parcela de cargas.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, considera-se interessante a realização dos seguintes estudos:

- Desenvolvimento de um modelo tridimensional da barragem de Ribeiradio que considere na sua discretização a localização do sistema de drenagem e a realização de estudos equivalentes aos levados a cabo nesta dissertação, mas adotando uma fraturação idealizada do maciço e a inclusão da modelação do sistema de drenagem e da cortina de impermeabilização no maciço de fundação;
- Modelação do comportamento não linear do betão com base na teoria de dano ou com base em modelos de fenda discreta, idealmente com malhas aleatórias na análise de estabilidade, de modo a obter fatores de segurança mais realistas com recurso ao método de amplificação das cargas e ao método de redução de resistências;
- Utilização dos modelos validados para definir numericamente a relação entre o nível de água na albufeira e o valor de caudal percolado através da interface barragem/fundação;

7 REFERÊNCIAS

- Anderson, C., Mohorovic, C., Mogck, L., Cohen, B., & Scott, G. (1998). *Concrete dams. Case histories of failures and nonfailures with back calculations*. U.S Department of the Interior Bureau of Reclamation. Dam Safety Office. DSO-98-05.
- Andrade, R. M. (1988). *Mechanics of the flow in fractured rock masses applied to dams*. Departamento de Engenharia Civil da ENGEVIX ENGENHARIA S.A., Rio de Janeiro, Brasil.
- APA (2018). Documentos técnicos de apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens. *1ª Edição*.
- APA (2020). As barragens em Portugal. Consultado em 4 Janeiro de 2020. <https://apambiente.pt/index.php?ref=16&subref=7&sub2ref=31&sub3ref=1285>
- Austin Dam Memorial Association. (2020). Consultado em 8 Janeiro de 2020. <http://austindam.net/>
- Azevedo, N. M. (2003). *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Tese de Doutoramento. Universidade Heriot-Watt, Escócia.
- Azevedo, N. M., & Farinha, M. L. B. (2015). Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão. *Geotecnia n.º 133*, pp 5-33.
- Barrage du Gouffre d'Enfer (Rochetaillée, 1866) | Structurae. (2020). Consultado em 6 Janeiro 2020. <https://structurae.net/en/structures/barrage-du-gouffre-d-enfer>
- Barton, N., Bandis, S., & Bakhtar, K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(3), pp 121-140.
- Barton, N., & de Quadros, E. F. (1997). Joint aperture and roughness in the prediction of flow and groutability of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 34(3-4), paper n° 252.
- Boyds Corner Reservoir - DEP. (2020). Consultado em 6 Janeiro 2020. <https://www1.nyc.gov/site/dep/water/boyds-corner-reservoir.page>
- Bretas, E. M. (2012). *Desenvolvimento de um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria*. Tese de Doutoramento. Universidade do Minho, Portugal.
- EDP (2018). *Aproveitamento hidroelétrico de Ribeiradio-Ermida. Escalão Ribeiradio*. Arquivo Técnico Da Obra Relativo à Construção. Relatório Síntese.

- Farinha, M. L. B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Farinha, M. L. B., Azevedo, N. M., & Candeias, M. (2017). Small displacement coupled analysis of concrete gravity dam foundations: static and dynamic conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(2), pp 439-464.
- Farinha, M. L. B., Azevedo, N. M., Leitão, N. ., Castilho, E., & Câmara, R. (2018). 3D coupled hydromechanical analysis of dam foundations. In *NUMGE2018 - 9th European Conference on Numerical Methods in Geomechanical Engineering*. FEUP, Porto, 25-27 Junho 2018.
- Gama, P. (2012). *Injeção de caldas de cimento em fundações rochosas de barragens: Revisão crítica de metodologias*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Gomes, M. (2019). *Estudo da rotura por deslizamento de uma barragem arco-gravidade utilizando modelos de fenda discreta*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Jonh Wiley & Sons, Londres, Inglaterra.
- ICOLD (2005). *Dam Foundations: Geologic consideration. Investigation methods. Treatment. Monitoring*. Bulletin 129. International Comission on Large Dams. Paris.
- ICOLD (2020). Consultado em 2 Janeiro 2020. https://www.icold-cigb.org/GB/dams/role_of_dams.asp
- INAG (2001). *Curso de exploração e segurança de barragens*. Lisboa, Instituto da Água.
- ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6):319--368. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91476-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91476-1)
- Itasca (2004). *UDEC - Universal Distinct Element Code, version 4.0*, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Jackson, D. C. (1997). *Studies in the history of civil engineering: Dams*. Ashgate Variorum, Brookfield.
- Jing, L., & Stephansson, O. (2007). *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: theory and applications*. Elsevier B.V., Rotterdam.
- La catastrophe de Bouzey (88) le 27 avril 1895 | AU FIL DES MOTS ET DE L'HISTOIRE. (2020). Consultado em 8 Janeiro 2020. <http://aufildesmotsetdelhistoire.unblog.fr/2009/09/04/la-catastrophe-de-bouzey-88-le-27-avril-1895/>

- Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2003). Computer aided stability analysis of gravity dams-CADAM. *Advances in Engineering Software*, 34(7), pp 403-420.
- Lemos, J. V., & Cundall, P. A. (1999). Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations. In *Distinct Element Modelling in Geomechanics*. Oxford and IBH Publishing, New Dehli, pp 117-143.
- Lévy, M. (1895). Quelques considérations sur la construction des grands barrages. *Comptes Rendus Hebdomadaires Des Séances de L'Académie Des Sciences*, CXXXI(6), pp 288-300.
- Liu, E. (2005). Effects of fracture aperture and roughness on hydraulic and mechanical properties of rocks: implication of seismic characterization of fractured reservoirs. *Journal of Geophysics and Engineering*, 2(2005), pp 38-47.
- Lomitz, G. (1951). *Fluid flow in fissured formation*. (Citado por Louis (1969)).
- Londe, P., & Le May, Y. (1993). *Fondations Rocheuses de Barrages*. International Comission on Large Dams.
- Louis, C., & Maini, Y. N. (1970). *Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock*. Belgrade, USA, 21-26 Setembro 1970, vol I, pp 235-245.
- Mendonça, G. (2017). *Comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Morgenster, N. R. (1991). Limitations of stability analysis in geo-technical practice. *Geotecnia*, 61, pp 5-19.
- Oliveira, S., Silvestre, A., & Câmara, R. (2014). *Barragem de Ribeiradio. Verificação da segurança estrutural para ações estáticas e dinâmicas*. Relatório LNEC 419/2014 - DDB/NMMR.
- Ribeiradio. (2020). Consultado em 20 Janeiro 2020. http://cnpqg.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Ribeiradiodes.htm
- Robles, L., & Peña, F. (2016). Comportamiento estructural de presas antiguas de mampostería. In *XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Mérida, México, 15 Novembro 2016.
- RSB (2018). *Regulamento de segurança de barragens*.
- Sá, M. W. de V. (2019). *Análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Sausse, J., & Genter, A. (2005). Types of permeable fractures in granite. In P. K. Harvey, T. S. Brewer, P. A. Pezard, & V. A. Petrov (Eds.), *Petrophysical Properties of Crystalline Rocks*. The Geological Society of London.

Sazilly, J. A. (1853). Torte de: Sur un type de profil d'égale résistance proposé pour les murs de réservoirs d'eau. *Annales Ponts et Chaussées*, pp 191-222.

Schnitter, N. J. (1994). *A history of dams - The useful pyramids*. A.A. Balkema.

Snow, D. T. (1965). *A parallel plate model of fractured permeable media*. Tese de Doutorado. Universidade da California, Berkeley, Estados Unidos.

Upper Stillwater Dam. (2020). Consultado em 9 Janeiro 2020. <https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=257>

Vyrnwy Dam (Powys, 1888) | Structurae. (2020). Consultado em 6 Janeiro 2020. <https://structurae.net/en/structures/vyrnwy-dam>

Yan, C., & Zheng, H. (2017). FDEM-flow3D: A 3D hydro-mechanical coupled model considering the pore seepage of rock matrix for simulating three-dimensional hydraulic fracturing. *Computers and Geotechnics*, 81(January 2017), pp 212-228.

ANEXO – VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW

De maneira a verificar e validar o modelo numérico utilizado nesta dissertação, foram simulados e analisados os efeitos mecânicos em duas estruturas muito simples. Este estudo inicial foi crucial para a aprendizagem do funcionamento do programa e para adquirir sensibilidade aos parâmetros mecânicos utilizados. Quando possível, os resultados obtidos com o programa de cálculo numérico Parmac3D-Fflow foram comparados com soluções analíticas conhecidas, de modo a verificar os parâmetros inseridos e os resultados obtidos.

A1.1 Viga bi-encastada

A Figura A.1 apresenta a geometria de uma viga bi-encastada analisada no programa Parmac3D-Fflow. Esta viga apresenta uma geometria de paralelepípedo reto com 10 metros de comprimento e secção transversal quadrada com 1 metro de aresta. Numa análise preliminar, apenas o peso foi tido em conta, representado na Figura A.1 por uma carga uniformemente distribuída de 24 kN/m.

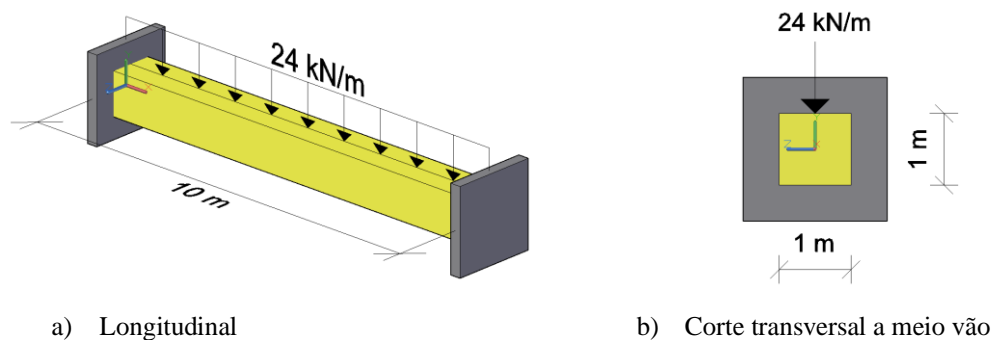


Figura A.1 – Modelo geométrico da viga bi-encastada

As extremidades encastadas impedem os deslocamentos e rotações em todas as direções. As características mecânicas consideradas, quer para a viga quer para os apoios encontram-se na Tabela A.1.

Tabela A.1 - Propriedades mecânicas consideradas para a viga e apoios

Coeficiente de Poisson ν	0,20
Módulo de Young E (GPa)	20,0
Massa volúmica ρ (ton/m ³)	2,40

Modelo numérico

No modelo numérico simulado com o programa Parmac3D-Fflow foram analisadas várias malhas, tendo estas como diferença a dimensão dos elementos que dividem o domínio, o número de nós desses elementos e a sua discretização. É importante referir que a divisão do domínio foi feita por meio de hexaedros de igual geometria. Nas primeiras malhas adotadas, foram usados hexaedros de 8 e 20 nós, com 1 m de comprimento e 0,5 m de largura e altura. Seguidamente, foram analisadas duas malhas mais refinadas (hexaedros com metade das dimensões indicadas acima). Por último foram analisadas duas malhas com 15 nós discretizadas por meio de 24 tetraedros, com e sem refinamento. Os detalhes destes tipos de elementos e malhas são visíveis na Figura A.2 e na Tabela A.2.

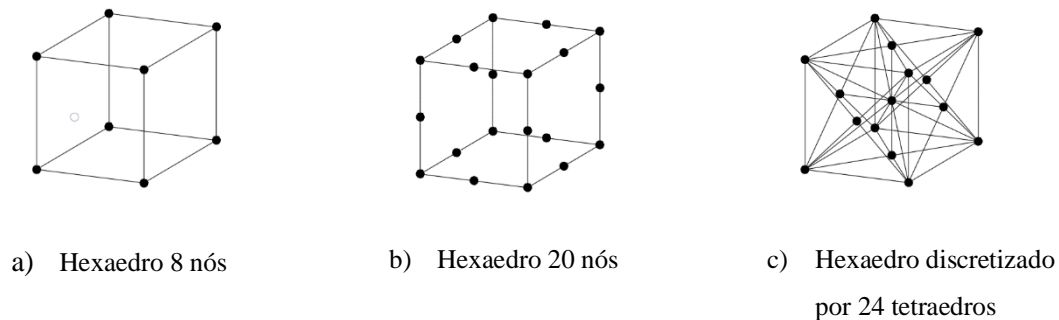
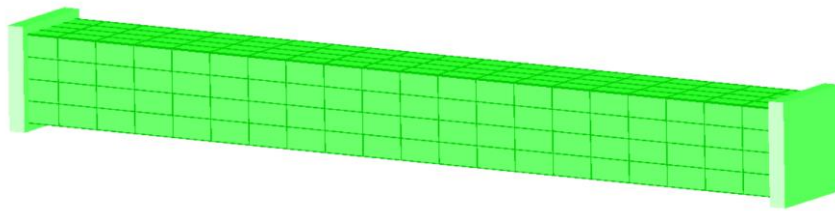


Figura A.2 – Tipos de malha

Tabela A.2 – Detalhes das malhas

	Comprimento (m)	Aresta da secção transversal quadrada (m)	Número de nós dos elementos	Discretização	Número total de elementos da viga	Número total de nós da viga
Sem refinamento	1	0.5	8	-	40	227
			15	Tetraedro	960	303
			20	-	40	449
Com refinamento	0.5	0.25	8	-	320	1125
			15	Tetraedro	7680	1981
			20	-	320	2465

A malha que apresentou tensões mais próxima da solução analítica foi a dos hexaedros refinados de 20 nós, pelo que se apresentam de seguida os resultados obtidos com esta malha e a sua comparação com a solução analítica. A Figura A.3 mostra o modelo numérico da malha referida, gerada através do programa Parmac3D-Fflow.

**Figura A.3 – Modelo numérico refinado, hexaedros com 20 nós**

Solução analítica

Com base na teoria de vigas de Euler-Bernoulli, apresenta-se na Figura A.4 a deformada de uma viga bi-encastrada devida ao seu peso próprio. O deslocamento a meio vão é dado pela expressão (A.1).

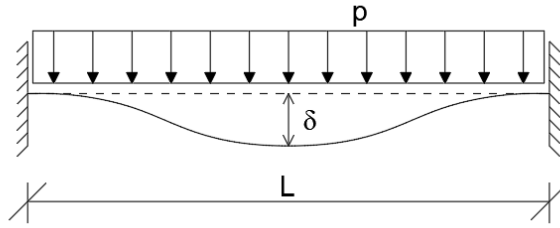


Figura A.4 – Deformada analítica utilizando modelo de Euler-Bernoulli

$$\delta = \frac{p L^4}{384 E I} \quad (\text{A.1})$$

onde p representa o peso uniformemente distribuído (kN/m), L o comprimento da viga (m), E o módulo de elasticidade (GPa) e I o momento de inércia da secção transversal (m⁴).

Com base na mesma teoria e como a secção transversal é simétrica em relação a um plano perpendicular ao plano neutro, a tensão normal de flexão num dado ponto pode ser expressa como:

$$\sigma = \frac{M_y z}{I_y} \quad (\text{A.2})$$

onde M_y representa o momento fletor na secção da viga que contém o ponto em questão, z a distância do eixo neutro a esse ponto (m) e I_y o momento de inércia da secção em torno de y (m⁴).

Análise de resultados

Na Figura A.5 apresenta-se a deformada causada pelo peso próprio do modelo, calculada com o programa Parmac3D-Fflow (hexaedros refinados com 20 nós). Os deslocamentos da viga bi-encastada obtido a meio vão, quer no modelo numérico quer através da expressão (A.1), são apresentados na Tabela A.3. Verifica-se que a solução analítica é apenas 7,9% inferior à solução numérica. Esta pequena diferença de valores deve-se a um bom refinamento da malha adotada, podendo este refinamento ser feito através do aumento do número de elementos (reduzindo o seu tamanho), do aumento do número de nós em cada elemento (melhorando as funções de aproximação) e de um refinamento local nas zonas de singularidades. A qualidade da malha pode também ser avaliada através dos ângulos internos entre os seus elementos.

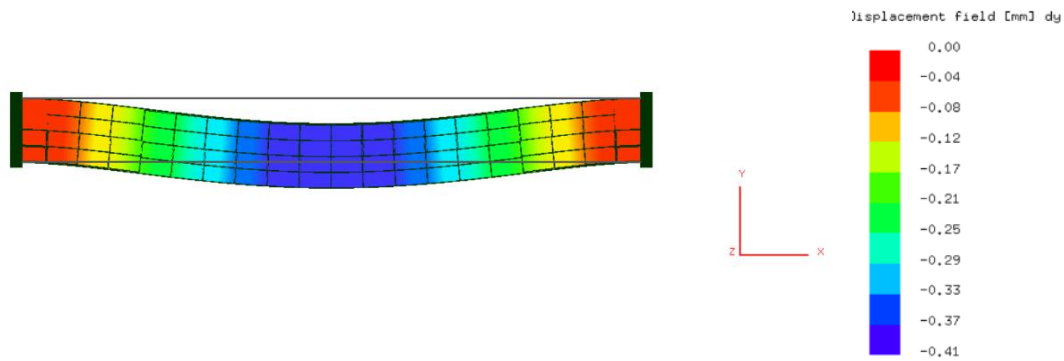


Figura A.5 – Modelo numérico deformado (deformação ampliada 1000 vezes)

Tabela A.3 – Deslocamentos a meio vão da viga bi-encastada

Solução analítica δ (mm)	0,38
Parmac3d-Fflow δ (mm)	0,41

As tensões normais (na direção x) obtidas com o programa encontram-se representadas na Figura A.6. Na escala apresentada, a cor azul representa as fibras comprimidas e a cor vermelha as fibras tracionadas. Estas tensões foram comparadas com a solução analítica, dada pela expressão (A.2). Compararam-se os valores nas extremidades e a meio vão da viga, locais de momentos fletores máximos e, por conseguinte, tensões máximas. Nas extremidades, a tensão na fibra superior é positiva (tração) enquanto que na inferior é negativa (compressão). A meio vão sucede o contrário, encontrando-se a fibra superior comprimida e a inferior tracionada. A comparação de valores apresenta-se na Tabela A.4, verificando-se que tanto nos encastramentos como a meio vão os valores numéricos são superiores aos teóricos, com diferenças de, respetivamente, 19,5% e 1,0%.

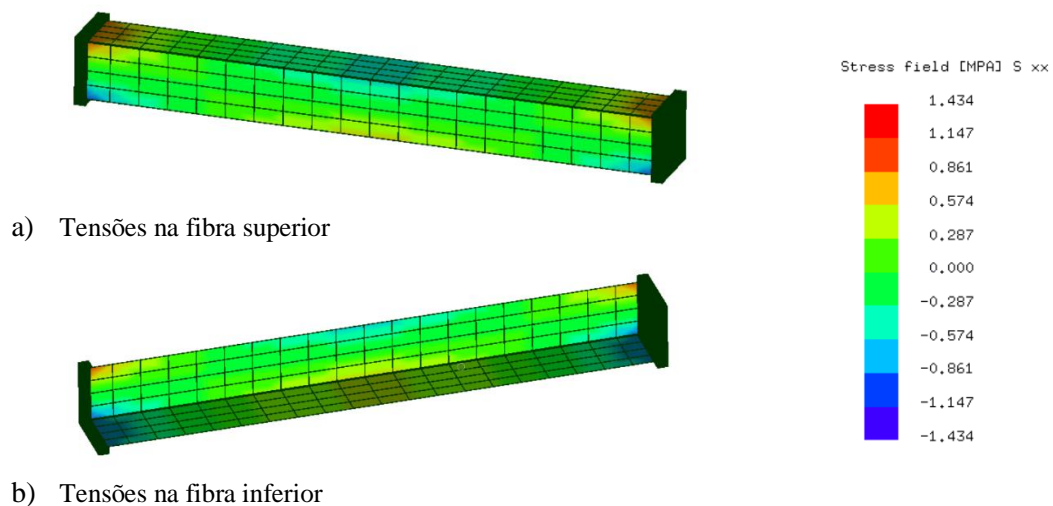


Figura A.6 – Tensões no modelo numérico

Tabela A.4 – Tensões na viga bi-encastada

Encastramento	Solução analítica σ (kPa)	1200,00
	Parmac3d-Fflow σ (kPa)	1434,30
Meio vão	Solução analítica σ (kPa)	600,00
	Parmac3d-Fflow σ (kPa)	606,01

A1.2 Viga bi-encasturada com elementos de interface

A Figura A.7 mostra o novo modelo adotado, muito semelhante ao anterior. Tratando-se de uma viga bi-encasturada com as mesmas dimensões e carga do exemplo anterior, as diferenças devem-se ao facto de o modelo ser constituído por dois materiais distintos, às diferentes condições de fronteira e ao uso de interfaces, localizadas a meio vão e nas ligações viga-encontro.

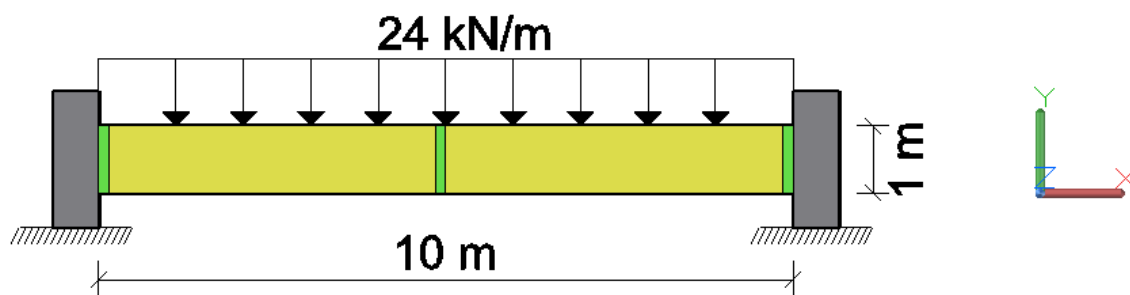


Figura A.7 – Modelo geométrico

Neste modelo foram considerados materiais diferentes para a viga e para os encontros, cujas características mecânicas se encontram na Tabela A.5. Os encontros passaram também a estar encastrados apenas nas suas bases, alterando as condições de fronteira. Por último, foram consideradas três interfaces, podendo estas dar maior ou menor continuidade às ligações entre elementos e possibilitando a consideração do comportamento não linear da estrutura, nomeadamente em zonas tracionadas onde os elementos tendem a “abrir”.

Tabela A.5 – Propriedades mecânicas consideradas na viga bi-encasturada

	Encontro	Viga
Coefficiente de Poisson ν	0,20	0,20
Módulo de Young E (GPa)	20,0	20,0
Massa volúmica ρ (ton/m ³)	2,40	2,40

Os parâmetros da rigidez normal (k_n) e a rigidez de corte (k_s) das interfaces são definidos pelas expressões (A.3) e (A.4), respetivamente.

$$k_n \approx \frac{E}{L} \quad (\text{A.3})$$

$$k_s \approx \frac{G}{L} \quad (\text{A.4})$$

onde L representa a espessura da interface, E o módulo de elasticidade e o G o módulo de distorção, que por sua vez se relaciona com o módulo de elasticidade através da expressão (A.5).

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (\text{A.5})$$

Quando o coeficiente de Poisson é 0,2 (valor característico do betão), o módulo de distorção é aproximadamente igual a 0,4E, fazendo com que a rigidez de corte seja, igualmente, cerca de 0,4 vezes a rigidez normal.

Modelo numérico

A Figura A.8 apresenta o modelo obtido através do programa Parmac3D-Fflow.

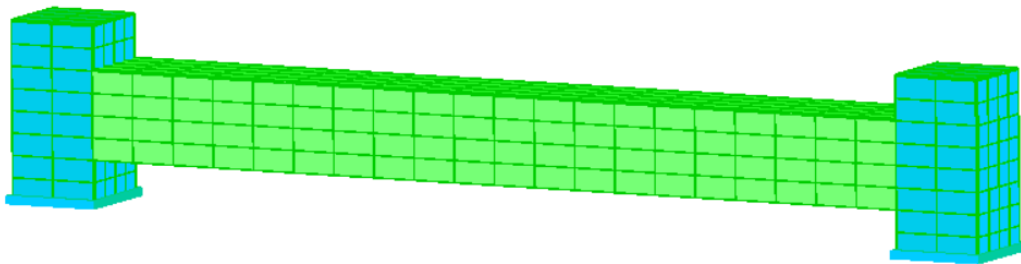


Figura A.8 – Modelo numérico de viga bi-encastrada com elementos de interface junto aos encontros e a meio vão

Neste modelo é avaliado o comportamento da viga bi-encastada quando se alteram as propriedades da interface a meio vão. Para isso foram considerados os seguintes quatro exemplos, utilizando elementos de 8 e 20 nós com as dimensões do modelo refinado anterior.

1. Modelo rígido (modelo 1);
2. Modelo com redução de rigidez normal e de corte na interface a meio vão (modelo 2);
3. Modelo rígido com elementos triangulares nas interfaces (modelo 3);
4. Modelo não linear (modelo 4).

As propriedades de cada modelo apresentam-se na Tabela A.6, sendo importante notar que os valores adotados nessa tabela para a rigidez normal e rigidez de corte apenas se aplicam à interface a meio vão. No encastramento esses valores são sempre iguais aos adotados no Modelo 1.

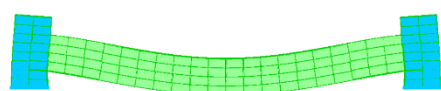
Tabela A.6 – Propriedades dos modelos

Modelo	Rigidez normal k_n (GPa/m)	Rigidez de corte k_s (GPa/m)	Elementos de interface	Tipo de modelo
Modelo 1	2000	1200	Nós	Linear
Modelo 2	$2,0 \times 10^{-3}$	$1,2 \times 10^{-3}$	Nós	Linear
Modelo 3	2000	1200	Triangulares	Linear
Modelo 4	2000	1200	Nós	Não linear

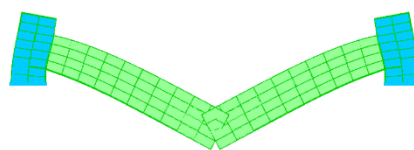
Análise de resultados

Foram comparados os deslocamentos e tensões obtidos cada exemplo de forma a compreender melhor o comportamento dos elementos de interface. As deformações causadas pelo peso próprio para os quatro exemplos considerados são apresentados na Figura A.9.

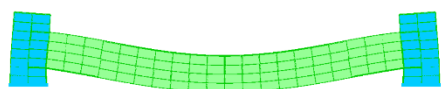
Observando a Figura A.9, nota-se que o Modelo 2 apresentou maiores deslocamentos a meio vão, pois, como seria de esperar, ao reduzir o valor dos parâmetros da interface os elementos tornam-se mais flexíveis. Os Modelos 1 e 3 apresentaram o mesmo deslocamento, pois as propriedades da interface são iguais. Os deslocamentos de cada exemplo mostraram-se sempre superiores com 20 nós quando comparados com os mesmos de 8 nós. Os valores dos deslocamentos a meio vão são apresentados na Tabela A.7.



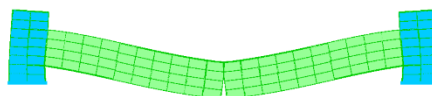
a) Modelo rígido (Modelo 1)



b) Modelo com redução de rigidez normal e de corte na interface a meio vão (Modelo 2)



c) Modelo rígido com elementos triangulares nas interfaces (Modelo 3)



d) Modelo não linear (Modelo 4)

Figura A.9 – Deformadas do modelo numérico de 20 nós (deformações ampliadas 1000 vezes)

Tabela A.7 – Deslocamentos a meio vão

	Deslocamento (mm)	
	8 Nós	20 Nós
Modelo 1	0,61	0,69
Modelo 2	2,15	2,41
Modelo 3	0,61	0,69
Modelo 4	0,81	0,94

Relativamente às tensões a meio vão, observou-se que à medida que se diminuía o valor dos parâmetros de rigidez da interface, essas tensões tendiam a reduzir, atingindo valores praticamente nulos quando se adotavam parâmetros muito baixos. Esta redução provocava um aumento das tensões nos encastramentos e também dos deslocamentos. Constatou-se ainda que, as tensões apresentaram valores superiores para as malhas de 20 nós em todos os exemplos. Estas malhas, para além de produzirem valores mais exatos, permitiram uma análise mais detalhada, facto visível no registo de tensões do modelo não linear (modelo 4), em que é possível ter melhor noção da verdadeira dimensão da abertura devido ao maior número de nós. Nas Tabelas A.8 e A.9 apresentam-se, respetivamente, as tensões obtidas a meio vão e nos encastramentos para os quatro exemplos, onde $y=0$ representa a face inferior da viga e $y=1,0$ a face superior.

Tabela A.8 – Tensões a meio vão

	Tensões σ (kPa)							
	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós
y=0	567,27	665,50	0,50	0,57	656,59	329,94	0	0
y=0,125	-	457,33	-	0,30	-	440,55	-	0
y=0,25	223,30	257,55	0,02	0,04	250,29	142,73	0	0
y=0,375	-	61,38	-	-0,23	-	65,16	-	0
y=0,50	-129,23	-134,30	-0,45	-0,50	-157,39	-72,36	0	0
y=0,625	-	-329,97	-	-0,76	-	-333,89	-	0
y=0,75	-481,76	-526,15	-0,93	-1,03	-537,41	-287,24	0	0
y=0,875	-	-725,93	-	-1,30	-	-710,28	-	-654,40
y=1,0	-825,74	-934,10	-1,40	-1,56	-1227,12	-473,38	-1577,13	-2548,75

Tabela A.9 – Tensões no encastramento

	Tensões σ (kPa)							
	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós	8 Nós	20 Nós
y=0	-1529,83	-3211,15	-2392,45	-5139,91	-1824,47	-1538,92	-1836,55	-3848,32
y=0,125	-	-580,57	-	-829,58	-	-132,03	-	-779,26
y=0,25	-332,68	-444,83	-406,46	-586,51	-270,56	-329,20	-450,05	-604,88
y=0,375	-	-190,60	-	-147,78	-	-254,10	-	-294,98
y=0,50	-31,12	-25,43	136,06	154,41	-25,69	-7,39	-82,86	-87,59
y=0,625	-	93,59	-	382,70	-	120,06	-	66,94
y=0,75	202,97	252,30	575,57	680,40	187,32	164,16	206,61	263,50
y=0,875	-	380,61	-	922,89	-	235,41	-	424,14
y=1,0	707,63	1285,00	1556,26	2710,85	1100,62	621,98	787,64	1453,47